

# **MEDIDAS DE MITIGAÇÃO DE LIQUEFAÇÃO.**

## **Aplicação ao dimensionamento de fundações superficiais.**

**CATARINA JOÃO AFONSO MOURA**

**Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
Mestre em Engenharia Civil — Especialização em Geotecnia**

---

Orientador: Professor Doutor Pedro Miguel Barbosa Alves Costa

JANEIRO DE 2015



## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.



*If you can dream it, you can do it*

*Walt Disney*



## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao professor Doutor Pedro Miguel Barbosa Alves Costa pela disponibilidade, esclarecimentos e partilha de conhecimentos ao longo do último semestre.

Agradeço a todos os professores que ao longo do meu percurso académico me fascinaram pelo surpreendente conhecimento acerca dos mais diversos assuntos e me motivaram para um dia conseguir influenciar tantas pessoas como eles o fizeram e fazem ao longo das respetivas carreiras profissionais.

Agradeço aos meus pais e irmão, Teresa Afonso, Domingos Moura e Carlos Moura cujo foco sempre foi proporcionar a melhor educação e por me inculcaram os valores que possuo hoje.

Agradeço a todos os meus amigos de sempre (e para sempre) cuja amizade dedicada ao longo destes anos se tornou imprescindível. Nomeadamente ao Miguel Nogueira, António Cascais, Filipa Lameirão, Adriana Madeira, Ana Isabel Lameirão, Hélder Azevedo, José Bernardo e Bebiana Sequeira.

Agradeço também aos amigos que fiz ao longo dos anos na Faculdade de Engenharia pela confraternização nas horas mais difíceis, por de alguma forma terem contribuído para que mantivesse a sanidade mental ao longo do curso e pelo prazer enorme que tive em conhecer cada um deles: Joana Luís, Daniel Martins, Mariana Soares, Ana Branco, Joana Loureiro, Ana Ribeiro, Diana Magalhães, João Figueiredo, Sónia Dutra, Daniela Silva, Patrícia Jerónimo, Mariana Sousa, Maria da Silva, Márcia Teixeira, Luísa Ramos, Sara Esteves, Ricardo Pinto, João Cerdeiral, Filipe Teixeira, Ana Cláudia Teixeira, Tiago Godinho, Cesário Tavares, Diogo Leite, Cristiana Silva, Catarina Lebre, Ana Martins, Samuel Bastos, Diogo Leite, Ana Mé e Filipa Neiva.

Mas especialmente quero agradecer: à Joana Costa pela cumplicidade e companhia; ao Miguel Cunha por todos os momentos de apoio psicológico, paciência nas discussões e explicações, pela amizade e companheirismo e finalmente, ao Orlando Pinto pela força na fase final da dissertação e por me fazer genuinamente rir e sorrir todos os dias.





## **RESUMO**

O objetivo do presente trabalho é a realização de uma ferramenta de dimensionamento de fundações superficiais atendendo ao fenómeno de liquefação.

Começa por se introduzir ao leitor a importância do fenómeno de liquefação, dos respetivos danos e fatores que o potencializam.

De seguida, abordam-se técnicas para avaliar a suscetibilidade da liquefação de um determinado solo com o objetivo da obtenção de um fator de segurança à liquefação. Este fator relaciona as tensões de corte provocadas pelo sismo com a resistência do solo, obtida através de ensaios de campo.

Posteriormente, apresentam-se medidas de mitigação da liquefação tendo em conta as diversas características do solo, para se introduzir um capítulo referente ao processo de dimensionamento de colunas de brita, que se baseiam no princípio de drenagem dos solos, funcionando assim como medida mitigadora à liquefação.

A fase seguinte trata-se do dimensionamento de fundações superficiais, avaliando a importância da geração de excesso de pressão neutra no solo face a ações sísmicas.

O penúltimo capítulo introduz a ferramenta de cálculo com as diversas etapas que acompanham o presente trabalho, apresentando diversos exemplos para uma melhor compreensão do funcionamento das várias folhas.

Por fim, faz-se a análise de um caso de estudo real correspondente a uma fundação superficial de um aerogerador localizado no México, tendo em conta a ocorrência de um sismo de magnitude,  $M=7.5$ .

**PALAVRAS-CHAVE:** liquefação, medidas de mitigação, fundações superficiais, colunas de brita, pressão neutra



## **ABSTRACT**

The aim of this work was to make a shallow footing design tool based on the phenomenon of liquefaction.

The reader is firstly introduced to the concept of liquefaction, the respective damage and the enhancer factors of the phenomenon.

Then soil liquefaction susceptibility evaluation techniques were addressed with the purpose to obtain a liquefaction factor of safety. This factor relates the shear stress caused by the earthquake with the soil strength obtained by field tests.

Furthermore liquefaction remedial measures were presented taking into account the different soil characteristics in order to introduce a chapter addressing the design process of gravel drain, which is based on the drainage principle, that works as a remedial measure.

The next step was to address the shallow footing design evaluating the importance of such procedure at the time of an earthquake due to the conception of pore water pressure on the soil.

Moreover an introduction to the calculation tool with the various steps presented throughout this work and with the help of a few examples.

In addition, was presented the analysis of a real case of study of an eolic tower foundation in Mexico given the occurrence of an earthquake with a 7.5 magnitude in the Richter scale.

**KEYWORDS:** liquefaction, remedial measures, shallow footings, gravel drains, pore water pressure



## ÍNDICE GERAL

<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
<b>SIMBOLOGIA</b> .....	xiv
ALFABETO LATINO .....	xiv
ALFABETO GREGO .....	xvii
<b>1. Introdução</b> .....	1
1.1. ENQUADRAMENTO DA TEMÁTICA .....	1
1.2. OBJETIVOS .....	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	2
<b>2. Liquefação</b> .....	3
2.1. FENÓMENO FÍSICO DA LIQUEFAÇÃO .....	3
2.2. CONSEQUÊNCIAS DA LIQUEFAÇÃO .....	5
2.3. FATORES QUE POTENCIALIZAM A LIQUEFAÇÃO .....	8
<b>3. Avaliação do potencial de liquefação</b> .....	11
3.1. RAZÃO DE TENSÕES (CSR) .....	11
3.2. RAZÃO DE RESISTÊNCIA CÍCLICA (CRR) .....	13
3.2.1 – CARTAS DE LIQUEFAÇÃO .....	14
3.2.2 – STANDARD PENETRATION TEST (SPT) .....	15
3.2.3 – CONE PENETRATION TEST (CPT) .....	18
3.2.4 – MÉTODO BASEADO NA AVALIAÇÃO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DAS ONDAS DE CORTE (VS) .....	20
3.2.6 – AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA .....	21
<b>4. Mitigação da liquefação</b> .....	23
4.1. MEDIDAS DE MITIGAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO .....	23
4.2. ESTRATÉGIAS A ADOTAR PARA O ESTUDO DO SOLO SUJEITO À LIQUEFAÇÃO .....	26
4.2.1. ABORDAGEM CONVENCIONAL DA MITIGAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO .....	26
4.2.2. CLASSIFICAÇÃO DOS DIFERENTES TIPOS DE TERRENOS E RESPECTIVO TIPO DE ROTURA ASSOCIADO .....	27
4.3. MELHORIA DAS PROPRIEDADES DO SOLO .....	29
4.3.1. MÉTODO DA DENSIFICAÇÃO .....	29
4.3.2. MÉTODO DA ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA .....	32
4.3.3. MÉTODO DE SUBSTITUIÇÃO .....	34
4.3.4. AUMENTO DA TENSÃO EFETIVA POR REDUÇÃO DO NÍVEL FREÁTICO .....	34
4.4. MELHORIA DAS CONDIÇÕES DE TENSÃO, DEFORMAÇÃO E PRESSÃO NEUTRA .....	35
4.4.1. DISSIPACÃO E CONTROLO DA PRESSÃO NEUTRA .....	35
4.5. MEDIDAS DE REDUÇÃO DE DANOS PROVOCADOS PELA LIQUEFAÇÃO ÀS ESTRUTURAS .....	37
4.5.1. SUPORTE NUM ESTRATO RÍGIDO .....	37
4.5.5. CONTROLO DA DEFORMAÇÃO APÓS A LIQUEFAÇÃO .....	37

<b>5. Colunas de Brita</b>	39
5.1. DESCRIÇÃO DO MÉTODO	40
5.2. INTERAÇÃO COLUNA DE BRITA – SOLO	41
5.2.1. MECANISMO DE ROTURA DAS COLUNAS	42
5.3. DIMENSIONAMENTO DAS COLUNAS DE BRITA COMO ELEMENTO DRENAGEM	43
<b>6. Fundações superficiais</b>	47
6.1. DEFINIÇÃO E TIPOS DE ROTURA	47
6.2. CAPACIDADE RESISTENTE AO CARREGAMENTO VERTICAL DE UMA FUNDAÇÃO	50
6.2.1 – FATORES CORRETIVOS	52
6.2.2 – FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS COM CARGA EXCÊNTRICA	55
6.3. CARREGAMENTO VERTICAL EM CONDIÇÕES SÍSMICAS	58
6.3.1 – CAPACIDADE DE CARGA RESISTENTE EM CONDIÇÕES SÍSMICAS	58
6.3.2 – CAPACIDADE DE CARGA RESISTENTE NA AUSÊNCIA DE LIQUEFAÇÃO	60
<b>7. Desenvolvimento de uma Ferramenta de cálculo</b>	61
7.1. SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO	62
7.1.1 – Ensaio SPT	62
7.1.2 – Ensaio CPT	66
7.2. DIMENSIONAMENTO DAS COLUNAS DE BRITA	69
7.3. DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL	74
7.4. ESTUDO DO EXCESSO DE PRESSÕES NEUTRAS	76
<b>8. Análise de um caso Real</b>	79
8.1. CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROBLEMA	79
8.2. INTRODUÇÃO DE DADOS E INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS	81
8.2.1 – INTRODUÇÃO DE DADOS E INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS DA FOLHA REFERENTE AO ENSAIO SPT	81
8.2.2 – INTRODUÇÃO DE DADOS E INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS DA FOLHA REFERENTE AO DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS DE BRITA	83
8.2.3 – INTRODUÇÃO DE DADOS E INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS DA FOLHA REFERENTE AO DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL	84
8.2.4 – INTRODUÇÃO DE DADOS E INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS DA FOLHA REFERENTE AO ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE PRESSÃO NEUTRA	85
<b>9. Conclusões e desenvolvimentos futuros</b>	87
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	91

## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Comportamento do solo na presença de um sismo. ....	4
Fig. 2.2 - Local de ocorrência de jatos de areia com água a ferver (U.S. Geological Survey, 1989). [3].....	5
Fig. 2.3 - Assentamento do pavimento com cerca de 1 metro de profundidade (Scott Ashford, Japão). [4].....	5
Fig. 2.4 - Deslocamento horizontal do estrato superficial do solo (UW College of Engineering, 2001). [5].....	6
Fig. 2.5 – Rotura na capacidade de carga do solo. (Niigata Nippo,1964). [6] .....	6
Fig. 2.6 - Deslizamento de terras com um volume de cerca de 2.830 m <sup>3</sup> e 30m de altura (U.S. Geological Survey, 1989). [7] .....	7
Fig. 2.7 - Levantamento de um descarregador de tempestade (Martin Luff, 2010). [8].....	7
Fig. 3.1 – Esquema de uma coluna de solo – Método simplificado para a avaliar as tensões de corte por um sismo, adaptado [10]. ....	12
Fig. 3.2 - Suscetibilidade de liquefação de um solo em função de (N <sub>1</sub> ) 60 e CRR, adaptado. [15].....	16
Fig. 3.3 - Suscetibilidade de liquefação de um solo em função de (N <sub>1</sub> ) 60,cs e CRR para valores distintos de teores em finos, adaptado. [14].....	17
Fig. 3.4 - Suscetibilidade de liquefação de um solo em função de qc1 e CRR, adaptado [20]. ....	19
Fig. 3.5 - Suscetibilidade de liquefação de um solo em função de Vs1 e CRR, segundo diversos autores [13]. ....	21
Fig. 4.1 – Abordagem convencional perante a problemática da ocorrência de liquefação em solos arenosos. ....	26
Fig. 4.2 - Classificação dos tipos de solos sujeitos à liquefação, adaptado. [25] .....	27
Fig. 4.3 - Modos de rotura de estruturas possíveis, segundo os diferentes tipos de estratigrafias, devido à ocorrência de liquefação. ....	28
Fig. 4.4 – Colunas de brita, adaptado de [25]. ....	29
Fig. 4.5 – Método de vibro compactação, adaptado de [25]. ....	30
Fig. 4.6 – Vibro substituição, adaptado de [25]. ....	30
Fig. 4.7 – Compactação dinâmica, adaptado de [25]. ....	31
Fig. 4.8 – Método de “vibratory tamping”, adaptado de [25]. ....	31
Fig. 4.9 - Deep mixing soil, adaptado de [25].....	32
Fig. 4.10 – Método de injeção, adaptado de [25] .....	33
Fig. 4.11 - Método de pré-mistura do estabilizador, adaptado de [25].....	33
Fig. 4.12 – Método de substituição, adaptado de [25].....	34
Fig. 4.13 – Drenagem profunda, adaptado de [25].....	35
Fig. 4.14 – Desidratação por trincheira, adaptado de [25]. ....	35
Fig. 4.15 – Drenos em brita, adaptado de [25]. ....	36
Fig. 4.16 – Drenos artificiais, adaptado de [25]. ....	36
Fig. 4.17 – Fundação por estacas, adaptado de [25]. ....	37
Fig. 4.18 - Reforço de muros cais, adaptado [25]. ....	37
Fig. 4.19 – Reforço em betão, adaptado [25].....	38

Fig. 4.20 – Reforço por geogrelhas, adaptado [25].	38
Fig. 4.21 – Estacas prancha, adaptado [25]	38
Fig. 5.1 – Sequência de construção de colunas de brita [27].	40
Fig. 5.2 – Comportamento de uma estaca de brita quando sujeita a cargas axiais. a) Alçado b) Corte C1.	41
Fig. 5.3 - Diferentes distribuições em planta de colunas de brita, adaptado de [26].	42
Fig. 5.4 – Mecanismos de rotura: a) expansão lateral excessiva; b) rotura por corte no topo da coluna; c) insuficiente resistência de ponta ou insuficiente atrito lateral, adaptado de [30].	42
Fig. 5.5 – Esquema de colunas de brita, adaptado de [25].	43
Fig. 5.6 – Relação entre a magnitude e a duração do sismo, adaptado [32].	44
Fig. 5.7 – Relação entre o coeficiente de pressão neutra máximo e coeficiente do raio da coluna pelo raio equivalente, adaptado [25]	46
Fig. 6.1 – Esquema da rotura geral e respetivo gráfico carga vs. assentamento, adaptado de [1].	48
Fig. 6.2 - Esquema da rotura por punçoamento e respetivo gráfico carga vs. assentamento, adaptado de [1].	48
Fig. 6.3 – Esquema de rotura local e respetivo gráfico carga vs. assentamento, adaptado de [1].	49
Fig. 6.4 - Capacidade resistente ao carregamento de uma sapata: zonas de corte e forças que se opõem à rotura, adaptado de [12].	50
Fig. 6.5 – Influência do ângulo de resistência ao corte na dimensão das cunhas formadas no maciço, adaptado de [12].	51
Fig. 6.6 - Avaliação da relação das dimensões da sapata e dimensões das zonas de corte em relação ao ângulo de resistência ao corte, adaptado de [36].	52
Fig. 6.7 – Fatores corretivos para os diferentes tipos de efeitos possíveis na relação sapata – maciço, adaptado de [12].	53
Fig. 6.8 - Cálculo dos diferentes fatores corretivos tendo em conta cada uma das parcelas da expressão da capacidade resistente, adaptado de [12].	54
Fig. 6.9 - Valores do fator corretivo $f$ - proximidade à fronteira rígida, adaptado de [12].	55
Fig. 6.11 - Carga excêntrica aplicada a uma sapata retangular. a) Sistema de forças no baricentro da fundação. b) Área efetiva da sapata, adaptado de [12].	56
Fig. 6.12 - Carga excêntrica aplicada a uma sapata circular. a) Sistema de forças no baricentro da fundação. b) Área efetiva da sapata, adaptado de [12].	56
Fig. 6.13 - Coeficientes de segurança globais para a capacidade de carga de fundações superficiais, adaptado de [37].	57
Fig. 6.14 - Redução dos coeficientes de capacidade resistente ao carregamento vertical de sapatas induzida pelas forças de inércia no terreno portante, adaptado de [12].	59
Fig. 7.1 – Células vazias para o input de dados - folha de cálculo referente ao ensaio SPT.	62
Fig. 7.2 – Valores adotados na folha de cálculo referente ao ensaio SPT.	63
Fig. 7.3 - Resultados da folha de cálculo referente ao ensaio SPT.	63
Fig. 7.4 – Carta de liquefação da folha de cálculo referente ao ensaio SPT.	64
Fig. 7.6 – Alteração dos valores adotados na folha de cálculo referente ao ensaio SPT.	64
Fig. 7.7 - Resultados da alteração dos valores adotados na folha de cálculo referente ao ensaio SPT.	65



Fig.7.8 - Células vazias para o input de dados - folha de cálculo referente ao ensaio CPT. ....	66
Fig.7.9 - Valores adotados na folha de cálculo referente ao ensaio CPT. ....	66
Fig.7.10 - Resultados da folha de cálculo referente ao ensaio CPT. ....	67
Fig.7.11 - Carta de liquefação da folha de cálculo referente ao ensaio CPT para areias siltosas. ....	67
Fig.7.12 - Alteração dos valores adotados na folha de cálculo referente ao ensaio CPT.....	68
Fig.7.13 - Resultados alteração dos valores adotados na folha de cálculo referente ao ensaio CPT.....	68
Fig.7.14 - Carta de liquefação da folha de cálculo referente ao ensaio CPT para areias limpas. ....	69
Fig.7.15 - Esquema do dimensionamento das colunas de brita. ....	70
Fig.7.16 - Esquema da folha de cálculo para o dimensionamento das colunas de brita. ....	71
Fig.7.17 - Resultados da folha de cálculo referente ao dimensionamento das colunas de brita. ....	73
Fig.7.18 - Resultados da folha de cálculo referente ao dimensionamento corrigido das colunas de brita. ....	74
Fig.7.19 - Esquema da folha de cálculo para o dimensionamento das fundações superficiais com base retangular. ....	74
Fig.7.20 - Esquema da folha de cálculo para o dimensionamento das fundações superficiais com base circular. ....	75
Fig.7.21 - Resultados do exemplo 7 - folha de cálculo referente ao dimensionamento de fundações superficiais.....	75
Fig.7. 22 - Resultados da folha de cálculo referente ao dimensionamento de fundações superficiais.....	76
Fig.7.23 - Esquema da folha de cálculo para o estudo da influência do coeficiente de pressão neutra no dimensionamento de fundações superficiais.....	76
Fig.7.24 - Resultados da folha de cálculo para o estudo da influência do coeficiente de pressão neutra no dimensionamento de fundações superficiais.....	77
Fig.7.25 - Resultados da folha de cálculo para o estudo da influência do coeficiente de pressão neutra no dimensionamento de fundações superficiais para $r_u = 0.5$ . ....	77
Fig. 8.1 – Perfil estratigráfico de um solo localizado no México, objeto de estudo no presente trabalho. ....	80
Fig. 8.2 - Resultados do caso real - folha de cálculo referente ao ensaio SPT. ....	81
Fig. 8.3 - Resultados do caso real – carta de liquefação referente ao ensaio SPT.....	82
Fig. 8.4 - Resultados do caso real – dimensionamento de colunas de brita.....	83
Fig. 8.5 - Resultados do caso real – dimensionamento das fundações superficiais.....	84
Fig. 8.6 - Resultados do caso real com fator de segurança aceitável – dimensionamento das fundações superficiais.....	84
Fig. 8.7 - Resultado do caso real – estudo da influência do coeficiente de pressão neutra no dimensionamento de fundações superficiais.....	85
Fig.8.8 – Resultado final do caso real com fator de segurança aceitável – estudo da influência do coeficiente de pressão neutra no dimensionamento de fundações superficiais. ....	85

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2. 1 - Fatores que influenciam o potencial de liquefação. [9].....	9
Quadro 3. 1 - Comparação das vantagens e desvantagens dos vários testes de campo para a avaliação da resistência à liquefação dos solos. ....	13
Quadro 3.2 - Fatores corretivos a aplicar para o cálculo de CRRM. ....	14
Quadro 3.3 - Potencialidade de danos segundo os valores de (N1) 60. ....	15
Quadro 3.4 - Valores de $\alpha$ e $\beta$ para o cálculo de N160,cs .....	16
Quadro 3.5 - Valores de $I_c$ segundo o tipo de solo, adaptado [19].....	19
Quadro 4. 1 - Princípios e técnicas de mitigação da liquefação – Medidas de prevenção da ocorrência da liquefação melhorando as propriedades do solo. ....	24
Quadro 4. 2 - Princípios e técnicas de mitigação da liquefação – Medidas de prevenção da ocorrência da liquefação melhorando as condições de tensão e pressão neutra do solo. ....	25
Quadro 4.3 - Princípios e técnicas para medidas de mitigação contra a liquefação - Medidas para reduzir os danos provocados pela liquefação às estruturas.....	25
Quadro 5.1 - Valores típicos de coeficientes de permeabilidade de solos de origem sedimentar .....	39
Quadro 5.2 - Número de ciclos equivalente correspondendo a diferentes valores da magnitude de um sismo. [25] .....	44
Quadro 5.3 - Coeficiente de Poisson segundo o tipo de solo. [33].....	45
Quadro 5. 4 – Módulo de elasticidade segundo o tipo de solo. [33] .....	45



## SIMBOLOGIA

### ALFABETO LATINO

a – Raio da coluna de brita genérica

$a_c$  – Aceleração

$a_{cmáx}$  – Aceleração máxima horizontal calculada à superfície

b – Raio do cilindro equivalente da coluna de brita genérica

B – Largura da fundação superficial

$B'$  – Largura efetiva da fundação superficial

c – Coesão

$C_N$  – Coeficiente corretivo do resultado do ensaio SPT para ter em conta a tensão vertical

$C_q$  – Fator de normalização para a resistência de penetração do cone do ensaio CPT

$C_v$  – Fator de correção para a tensão de repouso

CPT – Cone Penetration Test

CRR – Razão de resistências cíclica (Cyclic Resistance Ratio)

$CRR_{7.5}$  – Razão de resistências cíclica para a magnitude de 7.5

$CRR_{eq}$  – Razão de resistências cíclicas mínimas para que se inicie o processo de liquefação

$CRR_M$  – Razão de resistências cíclica para uma magnitude M

CSR – Razão de tensões (Cyclic Stress Ratio)

d – Profundidade máxima atingida pelas zonas de corte

D – Profundidade da base da fundação superficial

$D_r$  – Densidade relativa do solo

$E_R$  – *Ratio* de energia do ensaio SPT

$E_s$  – Módulo de elasticidade do solo

f – Extensão máxima atingida pelas zonas de corte

$f_s$  – Resistência lateral do ensaio CPT

F – Força de corte que a coluna de solo unitária se sujeita quando ocorre um sismo

FI – Fator de segurança à liquefação

FS – Fator de segurança em relação à rotura da fundação por insuficiente capacidade resistente ao carregamento vertical

$F_{máx}$  – Força de corte máxima que a coluna de solo unitária se sujeita quando ocorre um sismo

$F_n$  – Razão de fricção normalizada

g – Aceleração da gravidade

H – Espessura do estrato

Ic – Índice que tem em conta o tipo de comportamento do solo

k – Coeficiente de permeabilidade

kd – Coeficiente de permeabilidade do dreno

kh – Coeficiente sísmico horizontal

ks – Coeficiente de permeabilidade do solo

Kc – Fator corretivo que tem em conta as características dos grãos do solo

L – Resistência de agulha

Dimensão longitudinal da fundação superficial

L' – Comprimento efetivo da fundação superficial

m – Massa da coluna do solo unitária

Expoente para a inclinação da carga aplicada às fundações superficiais

$m_{vs}$  – Coeficiente de compressibilidade volumétrica

M – Magnitude sísmica

MSF – Fator corretivo dependente da magnitude do sismo

n – Expoente que varia consoante a granulometria das areias

N – Número de pancadas necessárias para cravar o penetrómetro do ensaio SPT 30 cm no solo

$N_c$  – Coeficiente de capacidade resistente ao carregamento vertical de uma fundação superficial

$N_q$  – Coeficiente de capacidade resistente ao carregamento vertical de uma fundação superficial

$N_\gamma$  – Coeficiente de capacidade resistente ao carregamento vertical de uma fundação superficial

NF – Nível freático

NI – Número de ciclos necessários para que se inicie o processo de liquefação

$N_{eq}$  – Número de ciclos equivalente

$N_{60}$  – Resultado do ensaio SPT corrigido para  $E_R = 60\%$

$(N_1)_{60}$  – Contagem de pancadas ensaio SPT normalizada para a tensão efetiva vertical de repouso de 100kPa e uma eficiência energética de 60%

$(N_1)_{60,cs} - (N_1)_{60}$  tendo em conta a percentagem em finos

$P_a$  – Pressão atmosférica

PF – Percentagem de partículas finas

q – Valor da sobrecarga distribuída à superfície do maciço

$q_c$  – Resistência de ponta do ensaio CPT

$q_{c1N}$  – Resistência de ponta do cone do ensaio CPT corrigida para uma tensão efetiva vertical de 100kPa

$(q_{c1N})_{cs}$  – Resistência de ponta do cone do ensaio CPT corrigida para uma tensão efetiva vertical de 100kPa para areias limpas

$q_{ult}$  – Capacidade resistente ao carregamento vertical de uma fundação

$Q$  – Resistência de ponta do cone do ensaio CPT normalizada

$Q_{ult}$  – Carga de rotura da fundação superficial

$r_d$  – Fator minorativo de tensão de corte para ter em conta a deformação das camadas

$r_u$  – Coeficiente de pressão neutra

$s$  – Espaçamento entre colunas

SPT – Standard Penetration Test

$t_d$  – Duração efetiva do sismo

$T_d$  – Fator de dissipação ao longo do tempo

$T'_d$  – Valor do fator de dissipação ao longo do tempo corrigido

$u$  – Pressão neutra

VS – Teste baseado na medição da velocidade de propagação das ondas de corte

$V_s$  – Velocidade das ondas de corte

$V_{s1}$  – Valor normalizado da velocidade das ondas de corte para a tensão efetiva vertical de repouso de 100kPa

$V^*_{s1}$  – Valor que delimita superiormente  $V_{s1}$

$y$  – Parâmetro de ajuste da curva CRR no método que se baseia nas ondas de corte

$w$  – Teor e água

$w_l$  – Limite de liquidez de Atterberg

$W$  – Peso total da coluna de solo unitária

$x$  – Parâmetro de ajuste da curva CRR no método que se baseia nas ondas de corte

$z$  – Profundidade do estrato, a partir da superfície do solo

$z_{máx}$  – Profundidade máxima do estrato em estudo

$z_{min}$  – Profundidade mínima do estrato em estudo

$z_w$  – Posição do nível freático

## ALFABETO GREGO

$\alpha$  – Parâmetro usado no cálculo de  $(N_1)_{60,cs}$

$\beta$  – Parâmetro usado no cálculo de  $(N_1)_{60,cs}$

Inclinação da superfície do terreno

$\gamma$  – Peso volúmico do solo

$\gamma_t$  - Peso unitário do solo

$\gamma_w$  - Peso volúmico da água

$\varsigma$  – Inclinação da base da fundação

$\theta$  – Ângulo que define a superfície de deslizamento

$\nu$  – Coeficiente de Poisson

$\rho_w$  – Densidade da água

$\sigma$  – Tensão total

$\sigma_{v0}$  – Tensão total vertical de repouso

$\sigma'$  – Tensão efetiva

$\sigma'_{v0}$  – Tensão efetiva vertical de repouso

$\tau$  – Tensão tangencial ou de corte

$\tau_{cyc}$  – Tensão de corte cíclica

$\tau_{m\acute{a}x}$  – Tensão de corte máxima

$\Phi$  – Ângulo de resistência ao corte

$\Psi$  – Ângulo com a horizontal do plano que limita o bloco na rotura por falta de capacidade resistente ao carregamento vertical de uma fundação superficial





# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1- ENQUADRAMENTO DA TEMÁTICA

A liquefação do solo descreve o comportamento de solos arenosos que, quando carregados repentinamente sofrem uma transição de um estado sólido para um estado líquido. Este fenómeno já provou causar impactos bastante negativos pois provoca falhas na capacidade de carga dos solos e, conseqüentemente, põe em risco a funcionalidade/segurança das estruturas apoiadas.

Em seguida apresentam-se exemplos dos efeitos deste fenómeno:

- Subsidência de edifícios e deformações extensivas de modo a impossibilitar a utilização das mesmas em condições normais de segurança
- Deformações excessiva de pilares podendo causar a respetiva rotura
- Rotura e separação de canalizações que se encontram abaixo da superfície do solo
- Instabilidade na capacidade de carga de barragens de aterro

Um dos casos mais notórios de falhas na capacidade de carga dos solos ocorreu durante o sismo de Niigata em 1964. O sismo atingiu a magnitude de 7.5 na escala de Richter e causou danos severos em várias estruturas. Entre estas estruturas, encontravam-se instalações portuárias, sistemas de distribuição de águas, ferrovias, estradas, pontes, aeroportos, centrais energéticas e instalações agrícolas. [1]

Contudo, o fenómeno de liquefação não ocorre apenas devido a ações sísmicas, mas, também devido a rebentamento de explosivos abaixo da superfície terrestre e cravação de estacas. Porém, este fenómeno é mais problemático quando se encontra associado à atividade sísmica pois existe uma imprevisibilidade quanto à respetiva ocorrência e dimensão dos danos provocados.

## **1.2 - OBJETIVOS**

A estrutura do presente trabalho divide-se em três fases: a primeira é fornecer conhecimentos ao leitor acerca do fenómeno de liquefação, da respetiva suscetibilidade, dos danos que esta pode provocar e das medidas para a sua mitigação. A segunda é o estudo da melhoria que as colunas de brita fornece ao maciço quando estas são colocadas num solo com potencialidade de liquefação, já que estas funcionam como medida de mitigação deste fenómeno. A terceira fase consiste na abordagem ao dimensionamento de fundações superficiais sob ações dinâmicas.

Assim, torna-se possível a criação de uma ferramenta de cálculo que ajude a compreender a influência da ação sísmica no dimensionamento de fundações superficiais.

## **1.3 - ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

O trabalho encontra-se assim organizado em 9 capítulos, sendo no presente apresentado o objetivo geral e o enquadramento do trabalho.

No capítulo 2 aborda-se a temática da liquefação assim como as respetivas consequências e fatores que a potencializam. Depois, no capítulo 3, são abordados os métodos baseados em ensaios de campo para avaliar a resistência do solo, a metodologia de cálculo para as tensões de corte provocadas pela ação sísmica e o respetivo coeficiente de segurança à liquefação estimado através da relação entre as duas.

O capítulo 4 trata de medidas de mitigação da liquefação. Dentro destas encontram-se quer métodos que funcionam como prevenção da ocorrência do fenómeno através da melhoria das características do maciço, quer métodos que reduzem os danos provocados pela liquefação às estruturas, reforçando-as ou fornecendo a capacidade de aliviar os efeitos da liquefação, mesmo que esta ocorra.

Em seguida, o capítulo 5 introduz o leitor à temática das colunas de brita, medida mitigadora da liquefação através da drenagem dos solos ao mesmo tempo que lhes confere uma maior resistência. Também neste capítulo é tratado o dimensionamento das mesmas tendo apenas em conta a solicitação das ações sísmicas.

O capítulo 6 aborda as fundações superficiais, a respetiva capacidade de carga resistente (para ambas as condições estáticas e dinâmicas) e o tipo de rotura dos solos.

No capítulo 7 introduz-se a ferramenta de cálculo concebida, mostrando o respetivo funcionamento através da análise de diversos exemplos demonstrativos. Também aqui se encontram as considerações tomadas nas diversas fases de cálculo.

O capítulo 8 estuda um caso real de dimensionamento de uma fundação superficial de uma torre eólica localizada no México. E por fim, o capítulo 9 apresenta as conclusões tiradas ao longo do trabalho e apresenta sugestões para desenvolvimentos futuros.

## 2

# LIQUEFAÇÃO

### 2.1- FENÓMENO FÍSICO DA LIQUEFAÇÃO

Liquefação é o fenómeno que ocorre quando há perda de resistência ao corte dos solos arenosos saturados soltos quando sujeitos a cargas cíclicas sísmicas. Este fenómeno é caracterizador deste tipo de solos porque o respetivo comportamento é regido pelo princípio das tensões efetivas, como se mostra em seguida:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (2.1)$$

Em que  $\sigma$  representa a tensão total,  $\sigma'$  a tensão efetiva e  $u$  a pressão neutra.

Analisando a equação 2.1, observa-se que se a tensão total se mantiver constante e a pressão neutra ( $u$ ) aumenta, terá que ocorrer uma diminuição da tensão efetiva. Numa situação limite, a pressão neutra iguala-se à tensão total se a sollicitação for de tal ordem que provoque a anulação da tensão efetiva.

Durante a ocorrência de um sismo, assume-se frequentemente que o solo exhibe comportamento não drenado devido ao facto de que o período em que o solo é sujeito às cargas cíclicas ser extremamente curto, quando comparado ao tempo de drenagem em condições normais. Deste modo, como o solo se encontra abaixo do nível freático, ocorre uma geração de excesso de pressão neutra (ou pressão na água dos poros do solo, dependendo do autor), devido ao facto das cargas cíclicas imporem tensões de corte elevadíssimas ao solo.

A resistência ao corte dos solos granulares tem sido descrita convencionalmente pelo critério de rotura de Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + \sigma' \times \tan\phi' \quad (2.2)$$

Em que  $\tau$  representa a resistência ao corte dos solos,  $\phi$  o ângulo de resistência ao corte e  $c$  a coesão efetiva - propriedade característica dos solos finos, não sendo assim considerada no estudo dos solos arenosos (solos em questão).

Assim, à medida que a tensão efetiva caminha para zero, durante a ocorrência de um sismo, as partículas de areia deixam de ter forças de interação entre si mesmas, desenvolvendo escorregamentos entre os pontos de contacto. Quando por fim esta se anula, a expressão 2.2 mostra que a resistência total ao corte irá também anular-se como consequência.

Após o término do sismo, o excesso da pressão neutra é dissipado ao longo do tempo e o solo é densificado enquanto o contacto entre superfície de partículas é recuperado e as partículas se reajustam, agora com uma maior compacidade que a original, resultando em assentamentos visíveis à superfície.

A figura 2.1 esquematiza-se a evolução do arranjo das partículas do solo antes, durante e após a ocorrência de um sismo.

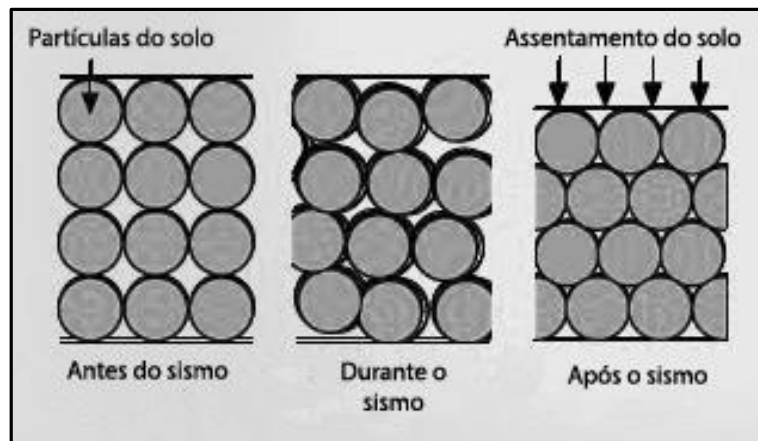


Fig. 2.1 – Comportamento do solo na presença de um sismo.

A dilatância é uma propriedade dos materiais granulares e consiste na variação do volume do solo devido ao desenvolvimento de tensões de corte no mesmo. Esta diz-se negativa se os solos se encontram soltos e as partículas sofrem a necessidade de se aproximar e arrumar entre elas, aumentando a compacidade do mesmo, e positiva se o inverso ocorre, isto é, se os solos se encontram num estado de densificação elevado e quando sujeitos a ações de corte são obrigados a reajustar a posição das partículas (já previamente organizada) e adaptar-se às novas condições, aumentando o respetivo volume total durante este processo. Como os solos suscetíveis à liquefação se encontram num estado solto, observa-se então a ocorrência de dilatância negativa associada a este fenómeno.

## 2.2 - CONSEQUÊNCIAS DA LIQUEFAÇÃO

Frequentemente, podem observar-se os seguintes fenômenos devido à ocorrência de liquefação:

- Jatos de areia: o excesso de pressão neutra gerado nos poros do solo vai causar com que água emerja para camadas mais superficiais onde esta pressão é menor e que partículas de areia misturadas com água sejam expelidas ao longo de vários metros de profundidade até à superfície do solo. Estas funcionam como um alívio do excesso das pressões neutras gerado pelo sismo.[2] Na figura 2.2 encontra-se representado um exemplo de um local com erupções de areia.



Fig. 2.2 - Local de ocorrência de jatos de areia com água a ferver (U.S. Geological Survey, 1989). [3]

- Assentamento dos solos: como consequência do deslocamento da água para a superfície, as partículas do solo aproximam-se e os estratos sofrem densificação, observando-se um abaixamento da superfície, como se pode observar na figura 2.3.



Fig. 2.3 - Assentamento do pavimento com cerca de 1 metro de profundidade (Scott Ashford, Japão).

[4]

- Deslocamentos horizontais relativos da superfície do solo: Quando a tensão efetiva se anula e o solo está liquefeito, este comporta-se de forma semelhante a um líquido, provocando deslocamentos num plano horizontal visíveis à superfície. As lajes dos pavimentos à superfície do solo e canalizações que se encontram a baixas profundidades correm o risco de colidirem e sofrerem danos irreparáveis. Na figura 2.4 apresenta-se um exemplo desta situação.



Fig. 2.4 - Deslocamento horizontal do estrato superficial do solo (UW College of Engineering, 2001).  
[5]

- Diminuição da capacidade de carga: Quando as tensões efetivas sofrem uma redução, há uma diminuição na capacidade de carga dos solos. Na figura 2.5 encontra-se uma foto de uma grande rotura da capacidade de carga dos solos que ocorreu em Niigata, onde os edifícios de Kawafishi-cho sofreram danos irreparáveis devido às solicitações provocadas pela ação sísmica.



Fig. 2.5 – Rotura na capacidade de carga do solo. (Niigata Nippo, 1964). [6]



- Deslizamento de terras ao longo de um talude: se o fenómeno de liquefação ocorrer num estrato que se encontra subjacente a uma camada cujo plano é inclinado, existe a possibilidade de ocorrência de deslizamento de terras e, sendo o respetivo volume deslocado para um local diferente do original, soterramentos indesejados podem ocorrer. Um exemplo desta consequência encontra-se na figura 2.6.



Fig. 2.6 - Deslizamento de terras com um volume de cerca de  $2.830 \text{ m}^3$  e 30m de altura (U.S. Geological Survey, 1989). [7]

- Levantamento de solos: as estruturas enterradas que apresenta um peso volúmico menor que o peso volúmico saturado dos solos adjacentes tendem a deslocar-se verticalmente para cima devido ao fenómeno de “uplifting” dos solos em liquefação.



Fig. 2.7 - Levantamento de um descarregador de tempestade (Martin Luff, 2010). [8]

No entanto, mesmo que ocorram alguns dos fenómenos representados nas figuras de 2.1 a 2.4, nenhum resultado adverso é provocado pela liquefação se não existirem estruturas fundadas na área em questão.

## 2.3 - FATORES QUE POTENCIALIZAM A LIQUEFAÇÃO

A liquefação ocorre em circunstâncias especiais, dependendo de vários fatores geotécnicos que se classificam em 3 categorias: propriedades do solo, condições geológicas e características da ação sísmica. No entanto, as implicações mais importantes para que o fenómeno de liquefação ocorra, são as seguintes:

- Magnitude e duração do sismo – Os sismos são identificados em termos de intensidade e magnitude. A magnitude é indicador de energia libertada pelo sismo medida na origem (hipocentro) e a intensidade é um parâmetro qualitativo cuja estimativa é baseada na análise dos danos provocados pelo sismo. No entanto, é a própria magnitude determina a grandeza das tensões de corte que provocam o fenómeno de liquefação. Quanto maior a magnitude do sismo, maior é a aceleração sísmica, e consequentemente, a duração do sismo em si.
- Profundidade do nível freático – O aspeto mais determinante para a ocorrência da liquefação é a proximidade do nível freático da superfície do solo em causa. Solos não saturados acima do nível freático simplesmente não liquefazem. Se puder ser demonstrável que estes solos se encontram acima do nível freático e que este não sofrerá subidas devido a condições hidrológicas, então não é necessário sequer avaliar o potencial de liquefação neste estrato.
- Tipo de solo – Os solos suscetíveis à liquefação são os não coesivos. Uma lista aproximada deste tipo de solos em ordem crescente de resistência à liquefação é a seguinte: areias limpas, areias siltosas não plásticas, siltes não plásticas e por fim, cascalhos.[4]
- Constituição granulométrica do solo – Solos não-plásticos com uma constituição granulométrica uniforme tendem a formar arranjos de partículas mais instáveis e portanto mais suscetíveis à liquefação. Solos bem graduados para além de formarem arranjos mais estáveis, logo conferindo maior resistência, contêm partículas de muito reduzida dimensão que preenchem os espaços vazios entre as partículas maiores. Assim existe a tendência de redução da potencialidade de contração do solo, resultando em menor excesso de pressão neutra a ser gerado durante o sismo.
- Condições de depósito dos sedimentos – Depósitos naturais de sedimentos formados em lagos, rios ou oceanos tendem a constituir solos mais soltos, sendo assim mais propensos à ocorrência de liquefação.
- Condições de drenagem – Se o excesso de pressão neutra for rapidamente dissipado, a probabilidade da ocorrência de liquefação é bastante reduzida. Estratos constituídos principalmente por cascalhos podem diminuir significativamente o potencial de liquefação dos estratos adjacentes por serem constituídos por um elevado índice de vazios, permitindo a circulação da água.
- Pressões de confinamento – Quanto maiores as pressões de confinamento, menos suscetível é o solo de se liquefazer.
- Forma das partículas do solo – Partículas com forma arredondada tendem a deslocar-se mais facilmente quando os solos são sujeitos a cargas de corte por existir uma superfície de contacto menor que as partículas angulosas/achatadas. Por este motivo, solos com partículas arredondadas são mais suscetíveis de liquefazer.



- Idade e compacidade do solo – Solos depositados recentemente tendem a ser mais suscetíveis à liquefação que depósitos mais antigos. Isto é, quanto mais tempo os solos se sujeitarem às tensões de confinamento, maior é a resistência à liquefação, pois quanto maiores as tensões de confinamento, maior é a compacidade do solo.
- Historial de passados sísmicos – Estratos mais antigos já anteriormente sujeitos a ações sísmicas sofreram um aumento na resistência à liquefação comparando com solos mais recentemente formados, com densidade semelhante. [4] Este fenómeno ocorre devido à densificação provocada pelos sismos que já ocorreram no passado.

O estudo do potencial da liquefação envolve assim a investigação dos parâmetros que se resumem no quadro 2.1:

Quadro 2. 1 - Fatores que influenciam o potencial de liquefação. [9]

Propriedades do solo	Curva granulométrica, percentagem de finos, dimensão média dos grãos, percentagem em argila, índice de plasticidade, densidade relativa, estrutura do esqueleto, módulo de elasticidade, coeficiente de compressibilidade, grau de saturação, peso específico das partículas
Condições geológicas	Nível freático, idade geológica, tensão total, tensão efetiva, grau de sobreconsolidação, pressão das terras em repouso, tensão de corte inicial estática, estado de deformação, condições de drenagem
Ação sísmica	Aceleração horizontal, magnitude e intensidade sismo, número de ciclos e respetiva duração, nível de tensão, direção de corte

A prática, no entanto, envolve também a estimativa de pressões neutras e deslocamentos nos solos que não se liquefizeram totalmente. Assim, foi criada uma variedade de métodos na engenharia prática, desde procedimentos simplificados que requerem análises pouco formais, a métodos complexos em que o uso de programas computacionais são necessários, cujo objetivo é avaliar o potencial de liquefação do solo.



# 3

## AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO

A avaliação da resistência à liquefação dos solos tem vindo a ser estudada tendo em conta três aspetos:

- A comprovação de existência ou não do risco de liquefação (através da observação da lista dos fenómenos já apresentados no capítulo 2)
- A resposta sísmica do estrado do solo, expressa em termos de CSR
- A capacidade do solo em resistir à liquefação, expressa em termos de CRR

Em que CSR representa a razão de tensões (ver subcapítulo 3.1) e CRR a razão de resistências cíclicas (ver subcapítulo 3.2). Se o valor de CSR obtido for superior à CRR obtida pelas cartas de liquefação, é muito provável que o fenómeno de liquefação ocorra durante o sismo em questão.

### 3.1 - RAZÃO DE TENSÕES (CSR)

Depois de se analisar as características do solo (mencionadas em 2.2 no presente trabalho) e se concluir que este corre o risco de liquefazer durante um sismo, é iniciado então o estudo ao processo de liquefação.

Para se obter a equação 3.7 que permite calcular o valor de CSR (Cyclic stress ratio), foi assumida uma coluna de solo com dimensões unitárias que se move horizontalmente como um corpo rígido em resposta à aceleração máxima horizontal,  $a_{m\acute{a}x}$  calculada à superfície, provocada pela ação sísmica.

No instante representado na figura 3.1, considere-se que a aceleração à superfície atinge o seu pico máximo, atuando assim no maciço a tensão de corte máxima. Deste modo, a força de inércia horizontal que a coluna se sujeita é dada por:

$$F = m \times a_c = \left(\frac{W}{g}\right) \times a_c = \left(\frac{\gamma \times z}{g}\right) \times a_{cm\acute{a}x} \text{ [KN]} \quad (3.1)$$

Em que  $m$  é a massa da coluna de solo, em kg;  $W$  é o peso total da coluna em kN;  $\gamma$  é o peso unitário do solo em kN/m<sup>3</sup>;  $z$  é a profundidade da coluna de solo abaixo da superfície;  $g$  é a aceleração da gravidade  $\approx 9,81 \text{ m/s}^2$  e  $a_{cm\acute{a}x}$  é a aceleração máxima horizontal à superfície do solo induzida pelo sismo, em m/s<sup>2</sup>.

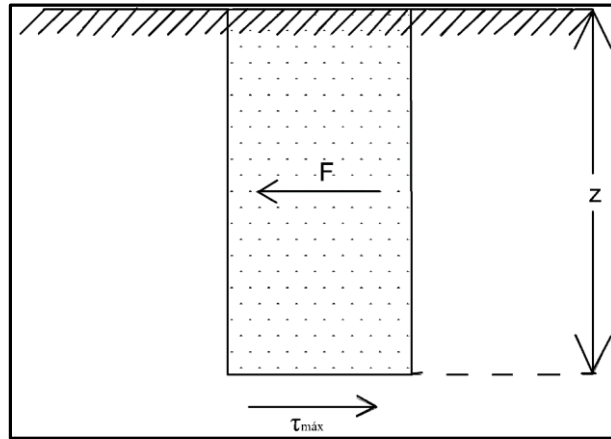


Fig. 3.1 – Esquema de uma coluna de solo – Método simplificado para a avaliar as tensões de corte por um sismo, adaptado de [10].

Assumindo que a coluna tem dimensões unitárias observa-se que na sua base se gera uma relação à tensão de corte máxima,  $\tau_{máx}$  dada por:

$$\tau_{máx} = \sigma_{v0} \times \left( \frac{a_{cmáx}}{g} \right) \text{ [kPa]} \quad (3.2)$$

É importante lembrar que o solo na realidade não se comporta como um corpo rígido, sendo assim necessário incorporar um fator minorativo ( $r_d$ ) que decresce com a profundidade e que pode ser obtido por:

$$r_d = 1.0 - 0.00765 \times z \quad \text{Para } z \leq 9.15 \text{ m} \quad (3.3.)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \times z \quad \text{Para } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m}$$

Para propósitos computacionais, T. F. Blake [11] estabeleceu uma equação para as diferentes profundidades para o cálculo de  $r_d$  [4]:

$$r_d = \frac{1.000 - 0.4113 \times z^{0.5} + 0.04052 \times z + 0.001753 \times z^{1.5}}{1.000 - 0.4177 \times z^{0.5} + 0.05729 \times z - 0.006205 \times z^{1.5} + 0.001210 \times z^2} \quad (3.4)$$

Resultando em:

$$\tau_{máx} = r_d \times \sigma_{v0} \times \left( \frac{a_{cmáx}}{g} \right) \quad (3.5)$$

Para os estudos de liquefação, Seed & Idriss [10] definiram a ação dos sismos por meio de um carregamento cíclico uniforme equivalente, isto é, de frequência e amplitude constantes, sendo esta última considerada igual a 65% da amplitude máxima do sismo, passando a tensão de corte cíclica a ser dada por [12]:

$$\tau_{cyc} = 0.65 \times \frac{a_{cmáx}}{g} \times \sigma_{v0} \times r_d \text{ [kPa]} \quad (3.6)$$

Dividindo ambos os membros por  $\sigma'_{v0}$  obtém-se a chamada razão de tensões, CSR (Cyclic Stress Ratio):

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \times \frac{a_{cmáx}}{g} \times \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \times r_d \quad (3.7)$$

Outros investigadores sugeriram equações adicionais para estimar  $r_d$  para maiores profundidades, contudo, a avaliação do potencial de liquefação para  $z > 23\text{m}$  vai além dos limites da verificação dos cálculos anteriormente simplificados. [13]

### 3.2 - RAZÃO DE RESISTÊNCIA CÍCLICA (CRR)

Um método plausível para o cálculo da resistência cíclica, CRR (Cyclic Resistance Ratio) é a recolha e o ensaio de amostras indeformáveis de solo em laboratório. Contudo, os estados de tensão in situ não são totalmente reproduzíveis em laboratório, e as amostras de solos granulares por métodos de furação e técnicas típicas de recolha de amostras dificilmente apresentam resultados fiáveis.

Assim, vários ensaios de campo têm vindo a ganhar importância na avaliação da resistência à liquefação, incluindo o standard penetration test (SPT), o cone penetration test (CPT) e o método baseado na medição da velocidade de propagação das ondas de corte (VS).

As vantagens e desvantagens de cada método estão presentes no quadro 3.1:

Quadro 3. 1 - Comparação das vantagens e desvantagens dos vários testes de campo para a avaliação da resistência à liquefação.

Característica	Tipo de teste		
	SPT	CPT	VS
Quantidade de dados recolhidos no passado em locais de liquefação	Abundante	Abundante	Limitada
Tipo de ensaio e respetiva solicitação induzida	Parcialmente drenado, grandes deformações	Drenado, grandes deformações	Pequenas deformações
Controlo de qualidade e repetibilidade	Fraca a boa	Muito boa	Boa
Deteção de variabilidade do maciço	Boa para testes com pouco espaçamento	Muito boa	Razoável
Tipos de solo onde o teste é aconselhado	Não cascalhentos	Não cascalhentos	Todos
Amostragem de solo	Sim	Não	Não

## 3.2.1 – CARTAS DE LIQUEFAÇÃO

As cartas de liquefação foram elaboradas por especialistas em geotecnia, com o patrocínio do National Center for Earthquake Engineering Research, com o intuito de facilitar a avaliação do potencial de liquefação, estudando as características dos solos em diversos maciços que tivessem sofrido ou não liquefação no passado.

Juntamente com cada carta incluem-se equações que delimitam as zonas com potencial de liquefação ou não. Para o efeito, basta então calcular a razão de resistência cíclica, que indica a tensão máxima que o solo em causa pode experimentar sem que ocorra liquefação, obter o valor de resistência fornecido pelos diferentes ensaios de campo e por fim observar se o valor obtido pela interseção das duas se encontra à esquerda da curva obtida (solo suscetível à liquefação) ou à direita (solo não suscetível à liquefação).

As cartas de liquefação foram concebidas tomando como magnitude sísmica de referência  $M=7.5$ . A razão de resistência cíclica para magnitudes diferentes desta,  $CRR_M$ , pode ser obtida a partir da grandeza homóloga para  $M=7.5$ , por aplicação da expressão:

$$CRR_M = MSF \times CRR_{M=7.5} \quad (3.8)$$

Em que  $MSF$  é um fator adimensional de natureza corretiva, cujos valores se encontram no seguinte quadro, adotados por Youd & Idriss [13] e pelo Eurocódigo 8 – Parte 5 (NP EN 1998-5:2010):

Quadro 3.2 - Fatores corretivos a aplicar para o cálculo de  $CRR_M$ .

Magnitude, M	$MSF = \frac{CRR_M}{CRR_{M=7.5}}$	
	Youd & Idriss (2001)	Eurocódigo 8 – parte 5
5.5	2.20	2.86
6.0	1.76	2.20
6.5	1.44	1.69
7.0	1.19	1.30
7.5	1.00	1.00
8.0	0.84	0.67
8.5	0.72	-

Sendo os valores obtidos por Youd & Idriss determinados através da relação 3.9 e os valores do Eurocódigo 8 pela expressão 3.10.

$$MSF = \frac{174}{M^{2.56}} \quad (3.9)$$

$$MSF = -0.0733 \times M^3 + 1.6629 \times M^2 - 13.186 \times M + 37.285 \quad (3.10)$$

### 3.2.2 – STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

Este método é o mais comum e foi o primeiro a ser usado com o objetivo da avaliação da resistência à liquefação de solos arenosos, contudo, é necessário proceder a alguns ajustes na sua utilização.

As cartas de liquefação deste método são então em função de  $(N_1)_{60}$  que é o resultado da contagem de pancadas normalizada para uma tensão efetiva vertical de repouso de aproximadamente 100kPa e uma eficiência energética de 60%. Este valor obtém-se a partir do número de pancadas até que o amostrador penetre 30 cm no solo,  $N$ , através das seguintes expressões:

$$N_{60} = \frac{E_R}{60} \times N \quad (3.11)$$

Sendo  $E_R$  o rácio de energia transmitida ao trem de varas do ensaio.

$$(N_1)_{60} = C_N \times N_{60} \quad (3.12)$$

Sendo  $C_N$  um fator corretivo para ter em conta a tensão efetiva vertical dado por:

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \quad (3.13)$$

Em que  $P_a$  representa a pressão atmosférica, não sendo recomendável que o valor de  $C_N$  se situe fora do intervalo [0.5;2]. [12]

Em geral, os fatores que aumentam a resistência à liquefação dos solos aumentam também o valor de  $(N_1)_{60}$ . Por exemplo, um solo uniformemente graduado com estrutura solta será mais suscetível à liquefação e tem valores muito mais baixos de  $(N_1)_{60}$  quando comparado com um solo graduado mais denso.

Inclusivamente, Seed et al. [14] concluíram haver 3 intervalos de valores obtidos a partir do SPT relacionados com a potencialidade de liquefação.

Quadro 3.3 - Potencialidade de danos segundo os valores de  $(N_1)_{60}$ .

$(N_1)_{60}$	Potencialidade de liquefação
0-20	Grande
20-30	Intermédia
>30	Sem danos significativos

Como indicado no quadro 3.3, o valor de  $(N_1)_{60} = 20$  é aproximadamente a fronteira entre estratos soltos e mediamente densos da areia. Para valores de  $(N_1)_{60} > 30$ , a areia encontra-se num estado de relativa densidade.

A figura 3.2 representa a carta de liquefação onde se pode chegar ao valor de CRR dependendo então do valor de  $(N_1)_{60}$  obtido através do SPT.

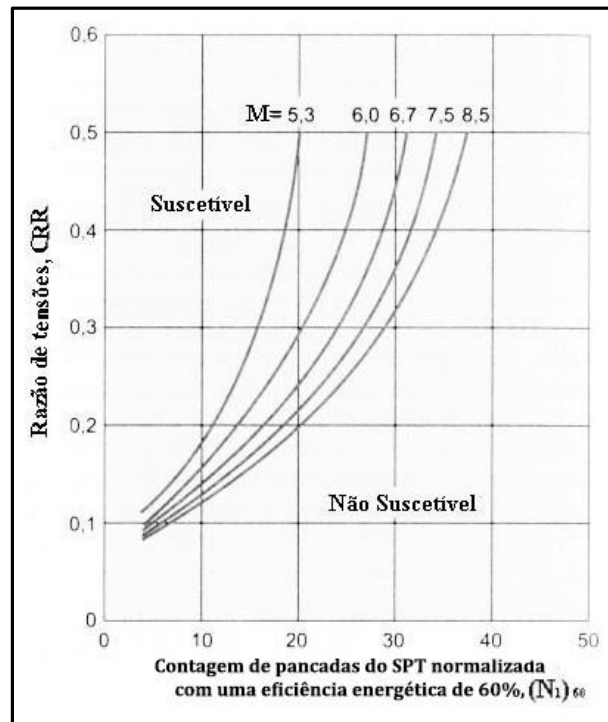


Fig. 3.2 - Suscetibilidade de liquefação de um solo em função de  $(N_1)_{60}$  e CRR, adaptado de [15].

Seed et al. [14] notaram um aumento na resistência à liquefação em areias para um dado valor de  $(N_1)_{60}$  com um aumento na percentagem de finos. Pode questionar-se se o facto decorre de uma resistência à liquefação mais elevada conferida pela percentagem de finos, ou, se devido a uma redução na resistência à penetração no SPT induzida pelo mesmos.

Assim, considerou-se recomendável adotar a seguinte metodologia [13]: Normalizar o valor de  $N$  relativamente a areias limpas,  $(N_1)_{60,cs}$ , a partir da resistência efetivamente medida,  $(N_1)_{60}$ , tendo em conta a percentagem de finos, a partir da seguinte equação:

$$(N_1)_{60,cs} = \alpha + \beta \times (N_1)_{60} \quad (3.14)$$

Em que  $\alpha$  e  $\beta$  são obtidos pelo quadro 3.4.

Quadro 3.4 - Valores de  $\alpha$  e  $\beta$  para o cálculo de  $(N_1)_{60,cs}$ .

% de finos, PF	$\alpha$	$\beta$
$PF \leq 5$	0	1
$5 \leq PF \leq 35$	$\exp \left[ 1.76 - \left( \frac{190}{PF^2} \right) \right]$	$0.99 + \left( \frac{PF^{1.5}}{1000} \right)$
$35 \leq PF$	5.0	1.2



Deste modo, a nova carta de liquefação relaciona então a  $(N_1)_{60,cs}$  com CRR e a percentagem de finos, em que a ultima curva obtida para uma percentagem de finos inferior a 5% é denominada como “curva das areias limpas” e é obtida pela seguinte expressão:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60,cs}} + \frac{(N_1)_{60,cs}}{135} + \frac{50}{[10 \times (N_1)_{60,cs} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad [16] \quad (3.15)$$

Contudo a equação 3.15 é apenas valida para valores de  $(N_1)_{60,cs} < 30$ . Para valores superiores, as areias limpas são demasiado densas para liquefazer e são classificadas como não suscetíveis à liquefação.

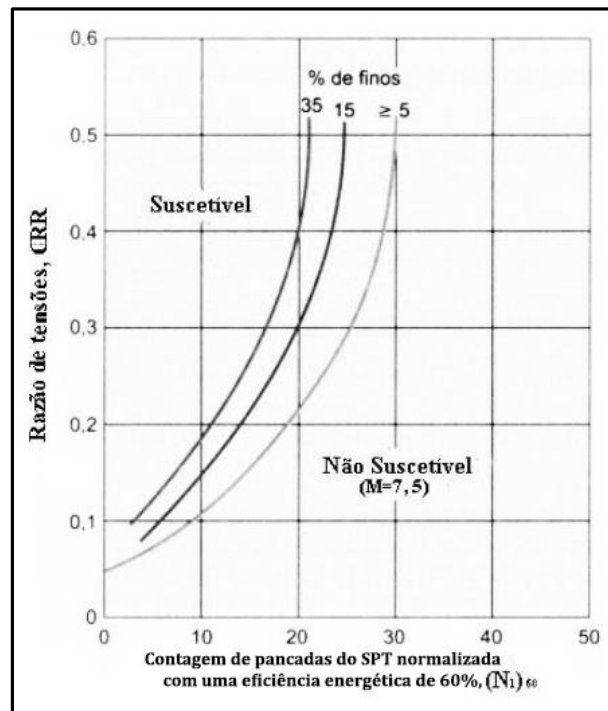


Fig. 3.3 - Suscetibilidade de liquefação de um solo em função de  $(N_1)_{60,cs}$  e CRR para valores distintos de percentagens de finos, adaptado de [14].

### 3.2.3 – CONE PENETRATION TEST (CPT)

O método de prisão da ocorrência de liquefação baseado no CPT foi estimado como 85% fiável [17] e as curvas que delimitam as zonas de provável ocorrência ou não ocorrência de liquefação, foram estabelecidas da seguinte forma [18] para uma magnitude sísmica  $M=7.5$ :

$$CRR_{7.5} = 0.833 \times \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} + 0.05 \quad \text{para } (q_{c1N})_{cs} < 50 \quad (3.16)$$

$$CRR_{7.5} = 93 \times \left( \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right)^3 + 0.08 \quad \text{para } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$$

Onde  $q_{c1N}$  é a resistência do cone corrigida para uma tensão efetiva vertical de 100kPa e dada por:

$$q_{c1N} = C_q \times \left( \frac{q_c}{P_a} \right) \quad (3.17)$$

Em que  $C_q$  é um fator de normalização para a resistência de penetração do cone, obtido por:

$$C_q = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (3.18)$$

Caso as areias sejam limpas usa-se a expressão:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c \times q_{c1N} \quad (3.19)$$

Em que  $K_c$  é o fator corretivo que tem em conta as características dos grãos e é definido pelas seguintes expressões:

$$K_c = 1 \quad \text{para } I_c \leq 1.64 \quad (3.20)$$

$$K_c = -0.403 \times I_c^4 + 5.581 \times I_c^3 - 21.63 \times I_c^2 + 33.75 \times I_c - 17.88 \quad \text{para } I_c > 1.64$$

Em que para valores  $I_c > 2.6$  os solos são considerados como ricos em argila, ou demasiado plásticos para liquefazer, como se mostra no quadro 3.5. Este parâmetro, é um índice que tem em conta o tipo de comportamento do solo, calculado por:

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F_n)^2]^{0.5} \quad (3.21)$$

Onde

$$Q = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{P_a} \quad (3.22)$$

E

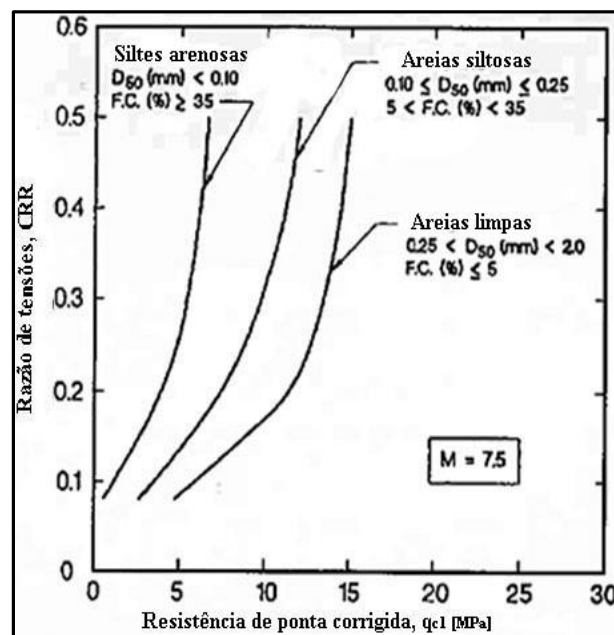
$$F_n = \left[ \frac{f_s}{(q_c - \sigma_{v0})} \right] \times 100 \quad (3.23)$$

Sendo  $Q$  a resistência de ponta adimensional e  $F_n$  a razão de fricção normalizada e  $f_s$  a resistência lateral obtida pelo ensaio CPT.

Quadro 3.5 - Valores de  $I_c$  segundo o tipo de solo, adaptado de [19].

Comportamento tipo do solo	$I_c$
Solos finos sensíveis	N/A
Solos orgânicos	> 3.6
Argilas a argilas siltosas	2.95 – 3.6
Misturas siltosas – siltes argilosos e argilas siltosas	2.6 - 2.95
Misturas arenosas – areias siltosas e siltes arenosos	2.05 – 2.6
Areias a areias siltosas	1.31 – 2.05
Areias com cascalho a areias	<1.31
Areias muito compactas a areias argilosas	N/A
Solos finos muito duros	N/A

O expoente  $n$  da expressão 3.18 assume o valor de 0.5 para areias limpas, valores entre 0.5 e 1 para siltes e siltes arenosos e o valor de 1 para solos cascalhentos.

Fig. 3.4 - Suscetibilidade de liquefação de um solo em função de  $q_{c1}$  e CRR, adaptado de [20].

### 3.2.4 – MÉTODO BASEADO NA AVALIAÇÃO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DAS ONDAS DE CORTE (VS)

O método baseado na avaliação da velocidade da propagação das ondas de corte também pode ser usado para determinar o potencial de liquefação. Além disso, tem a vantagem da facilidade de medição de ondas de corte em locais onde é difícil penetrar com o SPT ou CPT, como em solos cascalhentos ou em locais em que não é permitido escavar ou colocar sondas. As desvantagens deste método são as seguintes:

1. A medição da velocidade de ondas de corte é feita tendo em conta níveis reduzidos de deformação, enquanto que o fenómeno do aumento do excesso da pressão neutra e consequente liquefação são fenómenos que envolvem deformações muito mais elevadas.
2. Testes sísmicos não providenciam recolha de amostras para classificação de solos e identificação de solos moles ricos em argila que não liquefazem.
3. Estratos finos podem não ser identificados se o intervalo de medida for muito largo.

No entanto, a desvantagem mais determinante na utilização deste método é o fato de ser o mais recente e, consequentemente, menos autores se debruçaram sobre esta matéria, havendo assim uma falta de conformidade nos resultados no que toca à curva mais apropriada das cartas de liquefação, como mostrado na figura 3.5.

Tal como no SPT e no CPT, o valor de VS é corrigido tendo em conta a tensão de repouso. Vários autores [21] [22] [23] propuseram então a seguinte expressão:

$$V_{S1} = V_s \times C_v = V_s \times \left( \frac{100}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25} \quad (3.24)$$

Em que  $V_{S1}$  é o valor normalizado da velocidade das ondas de corte;  $C_v$  é o fator corretivo para a tensão de repouso e  $V_s$  a velocidade de ondas de corte medida no local.

Assim, Andrus e Stokoe [24] propuseram a seguinte relação entre CRR e  $V_{S1}$ :

$$CRR = x \times \left( \frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + y \times \left( \frac{1}{V^{*}_{S1} - V_{S1}} - \frac{1}{V^{*}_{S1}} \right) \quad (3.25)$$

Onde  $x$  e  $y$  são parâmetros de ajuste da curva e  $V^{*}_{S1}$  é um valor que limita superiormente  $V_{S1}$  para a ocorrência de liquefação, podendo-se assumir que varia linearmente de 200m/s para uma percentagem de finos de 35% e até 215 m/s para solos com uma percentagem de finos de 5% ou menos.

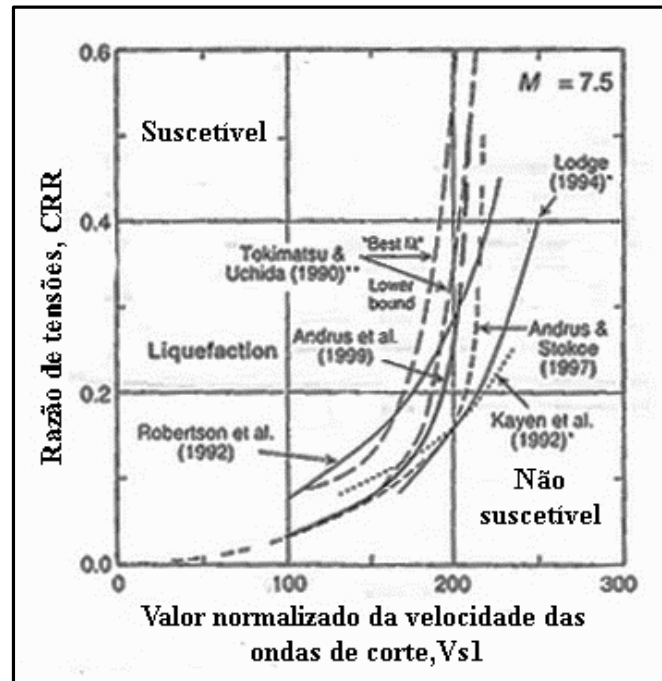


Fig. 3.5 - Suscetibilidade de liquefação de um solo em função de Vs1 e CRR, segundo diversos autores [13].

### 3.2.6 – AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA

Até agora, concluiu-se que a avaliação da segurança em relação à liquefação para um dado maciço para o qual se disponha da evolução em profundidade da resistência dos ensaios de campo, envolve os seguintes passos:

- 1) Cálculo da evolução em profundidade da razão de tensões cíclicas, CSR (z), a partir da respetiva expressão
- 2) Em função dos resultados dos ensaios de campo, obtenção a partir da respetiva carta de liquefação da razão de resistência cíclica para a magnitude de 7,5,  $CRRM=7.5(z)$  para cada profundidade
- 3) Cálculo da razão de resistência cíclica para a magnitude do sismo,  $CRRM(z)$ , para cada profundidade

O passo final para esta análise é o cálculo do fator de segurança à liquefação para ao longo da profundidade do maciço, dado por:

$$F(z) = \frac{CRRM(z)}{CSR(z)} \quad (3.26)$$

Quanto maior o fator de segurança, maior é a resistência do solo à liquefação. Contudo, se o valor for aproximadamente 1, o solo ainda pode sofrer liquefação durante um sismo.

Para a aplicação do Eurocódigo 8 às condições de Portugal, este coeficiente deve ser sempre igual ou superior a 1.25.



# 4

## MITIGAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO

### 4.1. MEDIDAS DE MITIGAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO

Medidas de mitigação da liquefação consistem na redução ou prevenção dos danos causados pela liquefação depois de avaliado o respetivo potencial de ocorrência. Para a seleção da medida(s) mais eficaz(es), o engenheiro geotécnico deve considerar os custos, eficácia, tipo de estrutura, condições do solo, repercussões no meio ambiente, fiabilidade no modo de execução, etc.

Assim, o processo da escolha de um único ou vários métodos combinados não é simples já que há elementos específicos para cada projeto, como necessidades especiais do solo e localização da área em vista, limitação no período de construção, limites de custos, etc.

Frequentemente, o primeiro passo a considerar é o reforço da estrutura e/ou dos apoios porque as medidas estruturais, já que são indiferentes à ocorrência da liquefação, têm a capacidade de facilitar a eficiência do processo de melhoramento dos solos. Porém, quando o uso de medidas estruturais que previnem os danos nas estruturas mesmo que a liquefação ocorra não é apropriado, uma averiguação acerca de outras medidas, agora com o objetivo de prevenir a própria ocorrência do fenómeno de liquefação é efetuada.

Assim, as medidas de prevenção dos danos resultantes da liquefação podem ser agrupadas em dois tipos:

- Medidas que reduzem dos danos provocados pela liquefação às estruturas, reforçando-as ou fornecendo a capacidade de aliviar os efeitos da liquefação, mesmo que esta ocorra.
- Medidas de prevenção da ocorrência de liquefação, melhorando as características do solo.

Nos quadros seguintes resumem-se assim os métodos de execução mais apropriados para os diferentes tipos de medidas tendo em conta a melhoria das propriedades do solo (quadro 4.1), das condições de tensão e pressão neutra (quadro 4.2) e a redução dos danos provocados pela liquefação às estruturas (quadro 4.3).

Quadro 4.1 - Princípios e técnicas de mitigação da liquefação – Medidas de prevenção da ocorrência da liquefação melhorando as propriedades do solo.

Medidas de prevenção da ocorrência de liquefação	Tipo de melhoria	Princípio	Método	Método de execução
	Melhoria das propriedades do solo	Aumento da densidade	Densificação	Estacas de brita
				Vibro compactação
				Vibro substituição
				Compactação dinâmica
				Vibratory tamping
				Cilindro compactador
				Compactação por explosões
		Estabilização química		Deep mixing soil
				Método de injeção
				Método de mistura da cal viva
				Método de pré-mistura do estabilizador
		Redução do grau de saturação	Redução do nível freático	Drenagem profunda
				Desidratação por trincheiras



Quadro 4.2 - Princípios e técnicas de mitigação da liquefação – Medidas de prevenção da ocorrência da liquefação melhorando as condições de tensão e pressão neutra do solo.

Medidas de prevenção da ocorrência de liquefação	Tipo de melhoria	Princípio	Método	Método de execução
	Melhoria das condições de tensão, deformação e pressão neutra	Aumento da tensão efetiva	Densificação	
			Redução do nível freático	
		Dissipação e controlo da pressão neutra	Dissipação do excesso de pressão neutra	Colocação de drenos (em brita e em material artificial) Instalação de drenos nas estruturas enterradas

Quadro 4.3 - Princípios e técnicas para medidas de mitigação contra a liquefação - Medidas para reduzir os danos provocados pela liquefação às estruturas.

Medidas de redução de danos provocados pela liquefação às estrutura	Princípio	Método de execução
	Suporte num estrato rígido	Fundação por estacas
	Reforço das fundações	Reforço dos pilares e aumento da fundação
		Reforços dos muros cais
	Redução do levantamento das estruturas	Prevenção do levantamento das estacas ou estacas prancha para estruturas enterradas
	Controlo da deformação apos liquefação	Implementação de fundações suplementares para fundações de ensoleiramento
		Reforço das fundações de ensoleiramento por geogrelhas

## 4.2. ESTRATÉGIAS A ADOTAR PARA O ESTUDO DO SOLO SUJEITO À LIQUEFAÇÃO

### 4.2.1. ABORDAGEM CONVENCIONAL DA MITIGAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO

Numa abordagem convencional assume-se que os estratos do solo se encontram dispostos horizontalmente, sendo os modos fundamentais de rotura devida à liquefação os seguintes:

- Deformação das fundações por estacas devida à redução da resistência horizontal do solo
- Levantamento das estruturas enterradas devido à geração do fenómeno de “uplifting” dos solos quando ocorre liquefação
- Assentamento de estruturas e deslizamento de terras devido à diminuição da resistência ao corte do solo

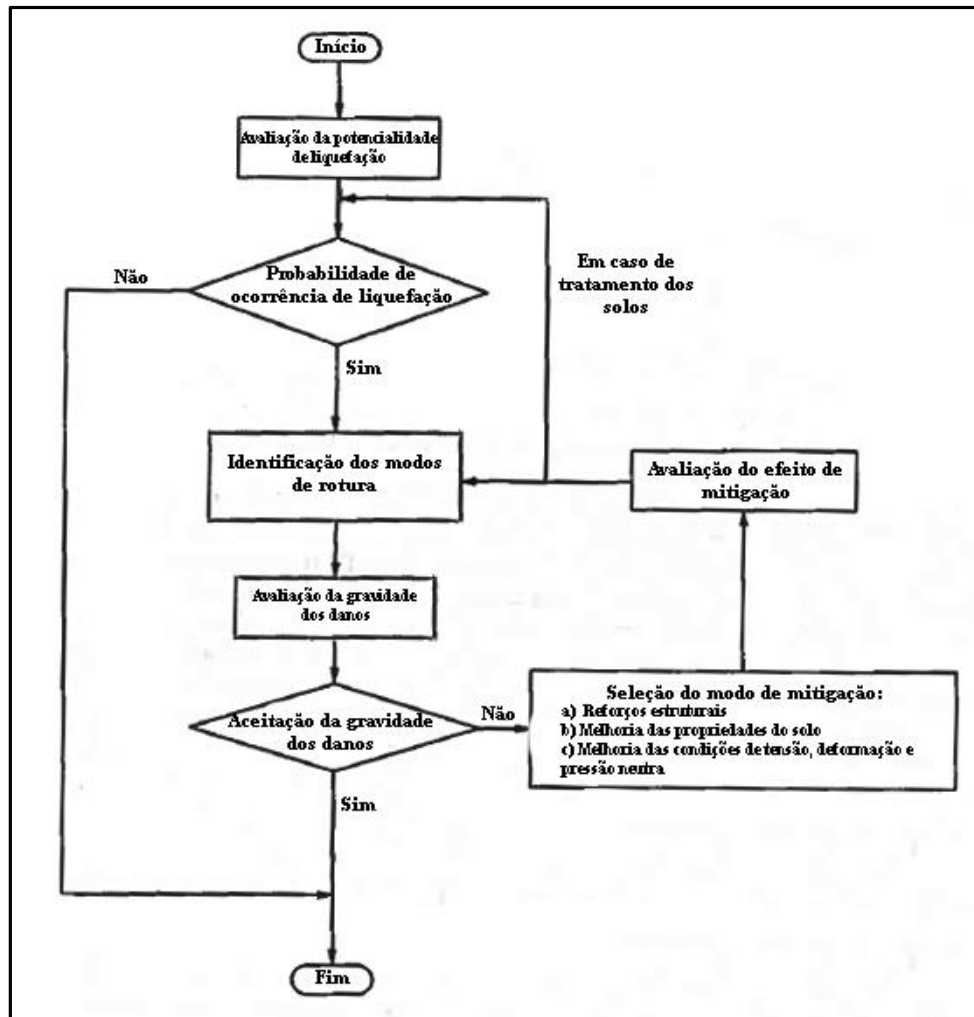


Fig. 4.1 – Abordagem convencional perante a problemática da ocorrência de liquefação em solos arenosos.

#### 4.2.2. CLASSIFICAÇÃO DOS DIFERENTES TIPOS DE TERRENOS E RESPECTIVO TIPO DE ROTURA ASSOCIADO

A estratigrafia dos terrenos com potencial de liquefação pode ser dividida em sete tipos, como mostra a seguinte figura:

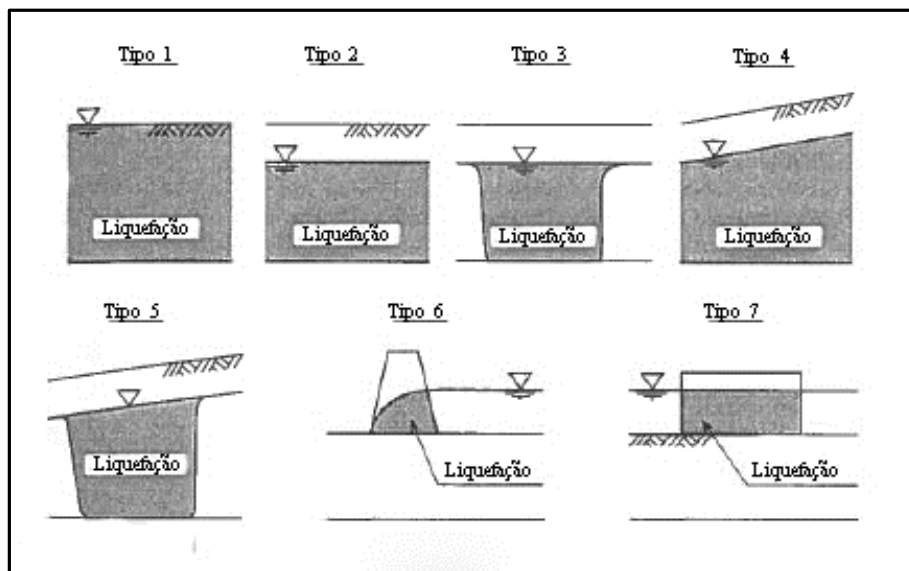


Fig. 4.2 - Classificação dos tipos de solos sujeitos à liquefação, adaptado de [25].

Tipo 1 – Terreno infinitamente horizontal. Este tipo de solo induz os modos de rotura considerados na abordagem convencional e é o considerado no presente trabalho.

Tipo 2 - Terreno infinitamente horizontal com um estrato suscetível à liquefação sob um estrato não suscetível à liquefação. A existência deste último pode reduzir a extensão de danos às estruturas que se apoiam nele quando ocorre um sismo.

Tipo 3 - Terreno horizontal confinado lateralmente. Neste tipo de solos, o deslocamento relativo entre as fronteiras dos solos em liquefação e os solos não liquefeitos resultam num modo de rotura extra. Estes deslocamentos incluem não só os que ocorrem durante o sismo como aqueles que após o mesmo provocam assentamentos diferenciais.

Tipo 4 - Terreno inclinado. O solo inclinado confinado ou não lateralmente irá acrescentar um modo de rotura quando sofre liquefação.

Tipo 5 - Terreno inclinado confinado lateralmente.

Tipo 6 - Terreno disposto numa estrutura concebida pelo Homem sem barreiras que o impeçam de deslocar. Neste tipo o solo liquefeito deforma-se até a sua geometria recuperar o equilíbrio.

Tipo 7 – Terreno disposto numa estrutura concebida pelo Homem confinado lateralmente por barreiras estruturais. Neste tipo, a interação solo-estrutura impõe as deformações e os modos de rotura do sistema solo-estrutura.

Consoante o tipo de terrenos mencionado, na figura 4.3 apresentam-se esquematizados os modos de rotura das estruturas possíveis.
















Tipo de solo	Tipo de deslocamento associado	Modos de rotura				
		Estrutura enterrada	Edifício	Pilar de uma ponte	Aterro	Muro de suporte
1	Vertical Rotacional	Levantamento	Assentamento/Rotação	Assentamento/Rotação	Assentamento	Assentamento/Rotação
2						
3	Vertical Rotacional Horizontal	Levantamento + Colisão de tubagem	Assentamento/Rotação	Assentamento/Rotação	Assentamento	Assentamento/Rotação
4	Vertical Rotacional Horizontal	Levantamento + Dobragem da tubagem	Assentamento/Rotação	Flexão do pilar	Assentamento + Alastramento lateral	Assentamento/Rotação + Alastramento lateral
5						
6	Vertical Rotacional Alastramento	Levantamento	Assentamento/Rotação	Assentamento/Rotação	Assentamento + Alastramento do aterro	Assentamento/Rotação + Rotura da estaca prancha
7						

Fig. 4.3 - Modos de rotura de estruturas possíveis, segundo os diferentes tipos de estratigrafias, devido à ocorrência de liquefação.

No entanto, no presente trabalho são apenas abordados maciços constituídos por estratos horizontais.

### 4.3. MELHORIA DAS PROPRIEDADES DO SOLO

#### 4.3.1. MÉTODO DA DENSIFICAÇÃO

O método de densificação é o método com mais fiabilidade devido à sua grande eficácia de melhoria dos solos. Assim, este método é considerado o mais próximo da medida standard de prevenção da liquefação e deve ser assim considerado em primeiro lugar quando se está perante a escolha de um método que previna a liquefação.

O princípio do método de densificação baseia-se no aumento da resistência à liquefação pela redução do volume de vazios entre as partículas do solo. No entanto, este método tem o grande inconveniente de instigar fortes consequências no ambiente em redor devido a ruídos e vibrações necessários durante a sua execução. Assim, diversos especialistas têm procurado desenvolver métodos alternativos que têm em conta a redução do ruído e da vibração, com o objetivo evitar este problema.

Métodos como as estacas de brita, vibro flutuação e vibro compactação, em que colunas de areia ou brita são formados no solo, são capazes de melhorar maciços relativamente profundos. Contudo, métodos como compactação dinâmica e “vibratory tamping”, que consistem na densificação do solo pela queda de um peso, podem ser executados a um preço menor embora seja difícil com estes melhorar estratos mais profundos devido à sua tendência para serem menos eficazes à medida que a profundidade aumenta.

O método de colunas de brita (ver figura 4.4), é apropriado para a compactação de solos constituídos por partículas grossas areia solta e tem as seguintes vantagens:

- 1) Redução do índice de vazios nas imediações das colunas
- 2) Aumento da resistência ao corte e da resistência horizontal devido à compactação
- 3) Mudança no coeficiente de repouso do solo,  $K_0$ , pela formação das colunas
- 4) Formação de um solo mais uniformemente densificado

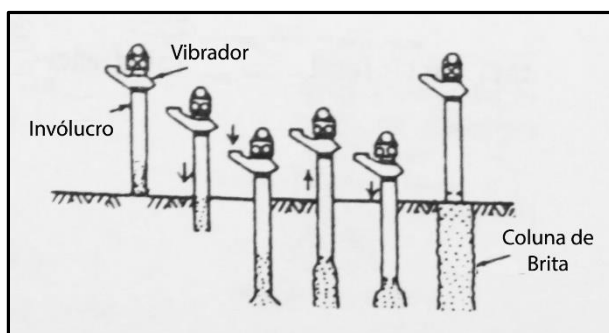


Fig. 4.4 – Colunas de brita, adaptado de [25].

O método da vibro compactação, representado na figura 4.5, consiste na compactação de solos arenosos soltos pela penetração de um vibrador em vara no solo. Há vários tipos e formas diferentes da base e de paredes do invólucro.

Inicia-se a operação pela cravação do vibrador no terreno com a ajuda do seu peso e da injeção de ar ou água. Depois, inicia-se a subida do vibrador com este em funcionamento, compactando o solo num volume cilíndrico envolvente do furo inicial. À superfície forma-se uma depressão que durante a subida do vibrador vai sendo preenchida com material granular.

A eficácia deste método depende principalmente das propriedades do solo da área em tratamento, como o valor do número de pancadas do SPT, percentagem de finos, espessura do estrato e percentagem de partículas de argila. Em particular, este método é menos eficiente para solos com percentagem de finos maior que 15 a 20% e atinge profundidades de apenas 30 metros.

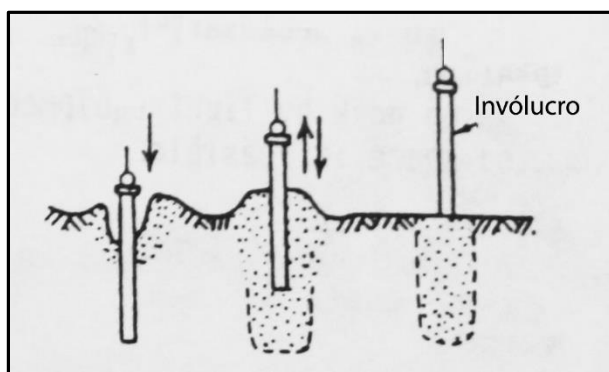


Fig. 4.5 – Método de vibro compactação, adaptado de [25].

O método da vibro substituição (ver figura 4.6) consiste num vibrador cilíndrico que penetra no solo podendo injetar um fluido em pressão (geralmente água, podendo também ser ar) a uma profundidade pré-definida. Quando o aparelho atinge essa profundidade o vibrador é ativado e vai compactando à medida que vai subindo até à superfície. Areias, cascalhos ou escórias são continuamente depositados no espaço à volta do invólucro para ir preenchendo os vazios criados.

É uma técnica de melhoramento do solo com intenção de reforço e prevenção de liquefação fazendo uso da vibração horizontal.

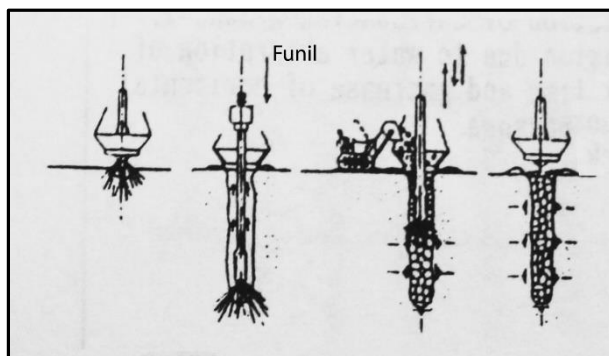


Fig. 4.6 – Vibro substituição, adaptado de [25].

O método da compactação dinâmica, representado na figura 4.7, é exercido pela queda de um peso (constituído por aço ou aço + betão) de uma altura relativamente elevada através de uma grua e a sua energia de impacto a responsável por compactar o solo. A manobra é feita posicionando a grua sucessivamente ao longo de uma malha de pontos erguendo um peso de 10 - 55 toneladas-força e deixando-o cair em queda livre de uma altura de 20 - 30 metros de altura transmitindo um impacto na ordem de centenas a milhares de toneladas-força ao solo ao longo da sua profundidade. Esta força de impacto é repetida de 10 a 50 vezes na mesma posição.

A metodologia de tratamento mais eficaz consiste em procurar aumentar a compacidade das zonas profundas para as mais superficiais. Assim, na primeira fase aplica-se a uma malha mais larga sendo os impactos com energia máxima. Depois da regularização do terreno com preenchimento com material granular das crateras provocadas pelos impactos, procura-se tratar o solo a profundidades intermedias por meio de impactos com menor energia mas em maior número e numa malha mais densa. Finalmente, a parte menos profunda é compactada com impactos menos energéticos, procurando assim cobrir toda a área. A regularização final é feita através de equipamentos de compactação convencional como cilindros compactadores. Este método só se torna economicamente viável quando a área a tratar é relativamente grande, podendo ser uma alternativa bastante satisfatória em relação à vibro compactação quando a fração de finos é alta.

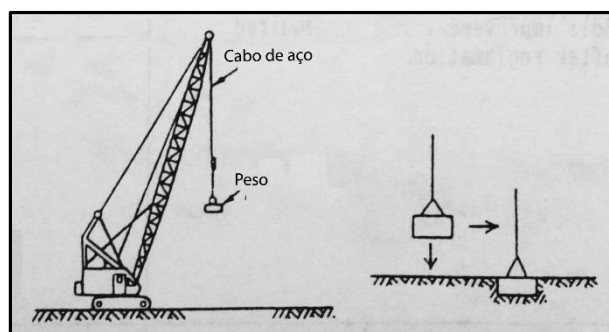


Fig. 4.7 – Compactação dinâmica, adaptado de [25].

A densificação do estrato mais superficial pelo método de “vibratory tamping” (ver figura 4.8) é feita pela combinação de vibração e calcamento. Este método baseia-se na densificação do solo, aplicando uma força oscilatória através de uma superfície lisa acoplada a uma calcadeira com uma base vibratória. O método é concebido para compactar estratos de 3 a 5 metros de profundidade e há dois tipos de equipamento que são normalmente usados: o tipo tração e o tipo suspensão. O primeiro é usado para compactar material de enchimento e o segundo é usado para prevenir a liquefação durante a ocorrência de sismos de modo semelhante ao método da compactação dinâmica.

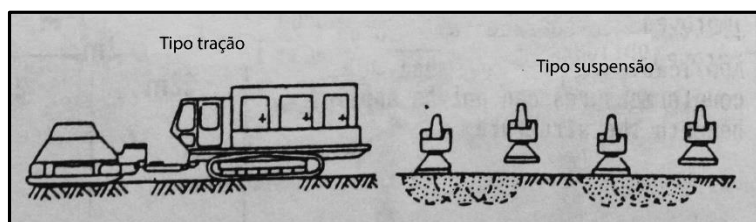


Fig. 4.8 – Método de “vibratory tamping”, adaptado de [25].

Existem mais dois métodos um pouco primitivos ainda dentro do método da densificação:

- Cilindro compactador - este passa por cima do estrato exercendo uma pressão ao solo de forma a densificá-lo com a sua passagem. A ação dos equipamentos de compactação é superficial, variando conforme suas características, sendo que na maior parte destes a ação é de aproximadamente 20 a 30 cm de profundidade
- Explosivos - ao rebentar aumentam a compacidade do solo através das ondas energéticas causada pela explosão. No entanto não devem ser utilizados em zonas habitacionais porque podem provocar vibrações indesejadas em edifícios próximos do local.

#### 4.3.2. MÉTODO DA ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA

No método de consolidação, a estabilização química é usada para aumentar a resistência à liquefação de solos arenosos. Para este efeito, adiciona-se e mistura-se cimento ou outro tipo de estabilizadores no solo. Este método é bastante eficaz, já que a resistência de solos não tratados aumenta cerca de quatro vezes apenas com a adição de 5% de cimento.[25]

O princípio deste método consiste no reforço do estabilizador na ligação entre as partículas de areia, formando uma estrutura mais estável quando sujeita a forças externas sísmicas, prevenindo assim a geração do excesso de pressão neutra. A vantagem deste método é que a sua execução pode ser conduzida com pouco barulho e com reduzida vibração, embora deva ser lembrada a maior desvantagem: efeitos prejudiciais dos estabilizadores no meio ambiente por serem constituídos por uma alta concentração de químicos.

Contudo, para além deste facto, deve prestar-se atenção aos seguintes aspetos:

- 1) Alguns solos orgânicos permitem apenas um pequeno incremento em resistência quando melhorados por este processo
- 2) O solo pode não ser solidificado uniformemente
- 3) O estabilizador pode causar problemas de poluição dos aquíferos

Dentro dos métodos de consolidação encontra-se o método deep mixing soil que previne a liquefação pela mistura de um estabilizador que é forçado a penetrar a uma certa profundidade no solo natural. Na figura 4.9 encontra-se um esquema deste método.

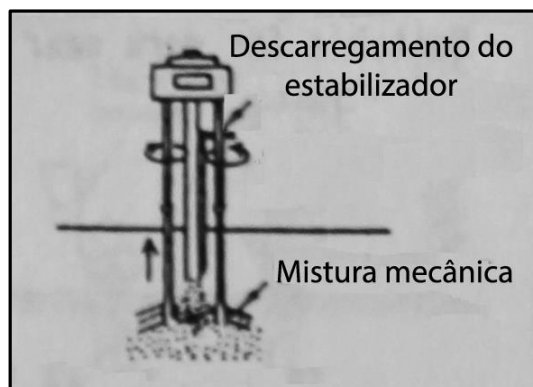


Fig. 4.9 - Deep mixing soil, adaptado de [25].



O método de injeção (ver figura 4.10) contribui para a solidificação do solo quando cimento (ou outro estabilizador) é injetado ao longo de um furo efetuado in situ. Neste método é apenas necessário saber de antemão a distância que o material injetado deve alcançar.

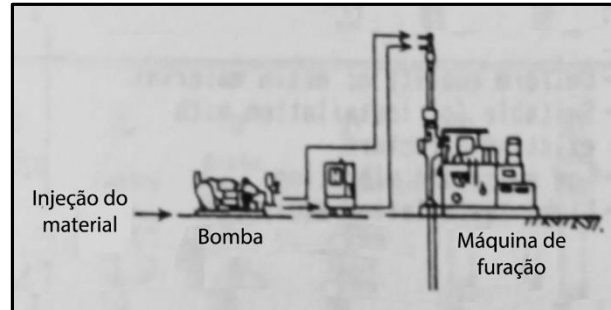


Fig. 4.10 – Método de injeção, adaptado de [25].

No método de pré-mistura do estabilizador (ver figura 4.12), usado no processo de aterros marítimos, uma pequena quantidade de estabilizador é misturada com uma porção de solo antes de ser colocado no mar por camadas, aumentando assim a resistência à liquefação do solo reaproveitado, passando de seguida por um processo de compactação. Este método permite tanto o trabalho de reaproveitamento do solo como uma medida mitigadora de liquefação. Deste modo, após este processo não se necessita de medidas adicionais para a prevenção da liquefação.

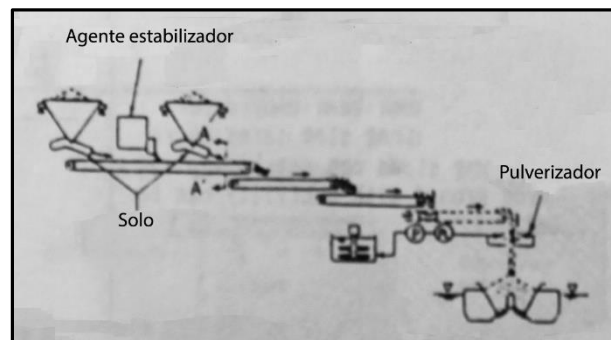


Fig. 4.11 - Método de pré-mistura do estabilizador, adaptado de [25].

#### 4.3.3. MÉTODO DE SUBSTITUIÇÃO

No método de substituição por ajuste da granulometria (ver figura 4.12), o solo é substituído por materiais não suscetíveis à liquefação. Por exemplo, quando se substitui o solo por um material cujas partículas são de maior dimensão tal que dissipem o excesso de pressão neutra suficientemente rápido. Este método é de fácil execução mas geralmente é aplicado em casos onde os estratos alvo são relativamente pouco profundos. Solos substituídos por vezes necessitam de compactação e um processo de desidratação é requerido quando o nível freático é alto.

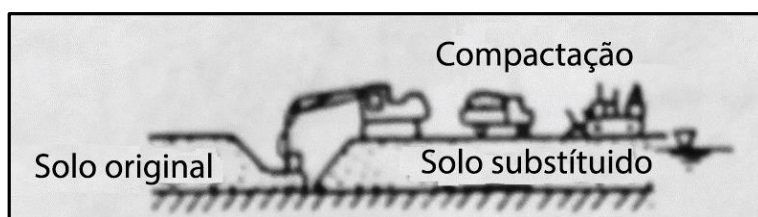


Fig. 4.12 – Método de substituição, adaptado de [25].

#### 4.3.4. AUMENTO DA TENSÃO EFETIVA POR REDUÇÃO DO NÍVEL FREÁTICO

Este método tem o objetivo de reduzir a suscetibilidade à liquefação dos solos pelo abaixamento do nível freático e tem em conta 3 aspetos:

- 1) A porção de solo suscetível à liquefação passará a estar localizado acima do nível freático e irá deixar de estar no estado saturado. Consequentemente, não sofrerá liquefação
- 2) A tensão efetiva de repouso do estrato alvo será aumentada. Assim a resistência à tensão de corte cíclica será também aumentada
- 3) A espessura do estrato não suscetível à liquefação que se situa próximo da superfície, irá aumentar e, deste modo, a influência do estrato abaixo neste será menor, caso ocorra liquefação

Este método previne a liquefação de áreas relativamente extensas diminuindo o grau de saturação da areia resultando num aumento da tensão efetiva de repouso. Para baixar o nível freático, o corte de água é feito usando pontos de bombagem que mantêm a profundidade do nível freático estável durante um longo período de tempo. Depois, a água drenada é conduzida naturalmente para jusante através de trincheiras ou galerias.

No entanto há que ter em conta os assentamentos causados pelo abaixamento do nível freático devido ao aumento da tensão efetiva vertical.

No método da drenagem profunda, representado na figura 4.13, o objetivo é a estabilização do solo pela remoção da água e através do abaixamento permanente do nível freático. Contudo, deve ter-se em atenção que o abaixamento do nível freático não é localizado, isto é, o mesmo também baixará nas zonas circundantes, causando assentamentos não pretendidos. Por vezes, é então necessário prevenir este efeito através de cortinas ou membranas impermeáveis colocadas na fronteira entre as duas zonas. Na drenagem profunda há uma delimitação da

estrutura através da parede subterrânea e assim um abaixamento do nível freático é provocado por um poço profundo instalado dentro das paredes.

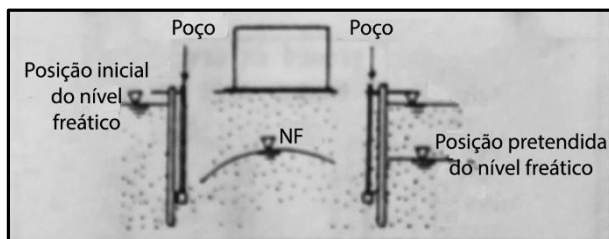


Fig. 4.13 – Drenagem profunda, adaptado de [25].

A desidratação por trincheiras (ver figura 4.14) encontra-se dentro dos métodos de abaixamento do nível freático e consiste na utilização de galerias e/ou canais para manter o nível freático à cota desejada permanentemente (e não apenas quando ocorrem sismos), para que não ocorram danos nas estruturas. O princípio do método é a diminuição da gravidade das consequências da liquefação pelo aumento da espessura dos estratos acima do nível freático, e portanto, não saturados. Assim, a trincheira deve ser colocada a uma maior profundidade que o nível freático original, sendo necessário no fim do fluxo de água, um sistema de drenagem constituído por bombas hidráulicas.

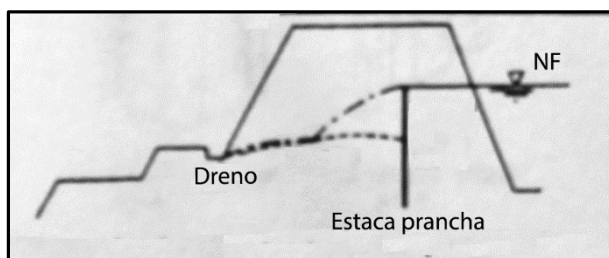


Fig. 4.14 – Desidratação por trincheira, adaptado de [25].

#### 4.4. MELHORIA DAS CONDIÇÕES DE TENSÃO, DEFORMAÇÃO E PRESSÃO NEUTRA

##### 4.4.1. DISSIPACÃO E CONTROLO DA PRESSÃO NEUTRA

Este método permite a prevenção da liquefação através da instalação de drenos em brita ou artificiais em solos arenosos de modo a dissipar o excesso de pressão neutra rapidamente quando submetidos à ação sísmica.

Este método é vantajoso quando comparado com os métodos de densificação pois não existe o problema de ruídos e vibrações, podendo ser empregado em áreas urbanas, e é por este motivo que o número de casos aumentou substancialmente nos últimos anos.

No método dos drenos em brita (ver figura 4.16), um trado perfura o solo até uma determinada profundidade depositando brita e formando uma coluna ao mesmo tempo que ocorre o levantamento do tubo do invólucro.

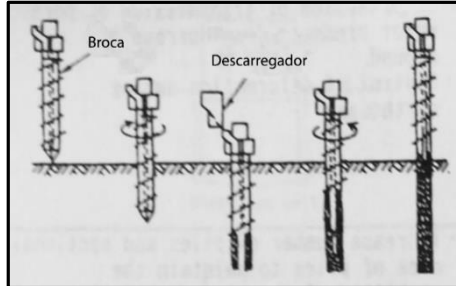


Fig. 4.15 – Drenos em brita, adaptado de [25].

Já no método dos drenos artificiais (ver figura 4.16), utilizam-se tubos longos e estreitos confeccionados por materiais sintéticos para funcionarem como drenos, onde o diâmetro destes é de 1/5 a 1/10 dos diâmetros dos drenos em brita, podendo assim ser colocados por equipamentos com baixa dimensão onde o espaçamento dos drenos se torna limitado/apertado.

Com função semelhante aos drenos naturais (em brita), estes são formados através de invólucros fechados que penetram no solo através de pressão hidráulica ou rotação.

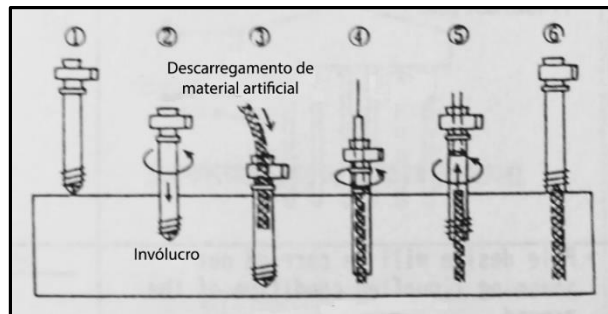


Fig. 4.16 – Drenos artificiais, adaptado de [25].

## 4.5 MEDIDAS DE REDUÇÃO DE DANOS PROVOCADOS PELA LIQUEFAÇÃO ÀS ESTRUTURAS

### 4.5.1. SUPORTE NUM ESTRATO RÍGIDO

Os pilares são suscetíveis de deformações devido a forças laterais causadas pela diminuição da reação dos estratos inferiores quando ocorre liquefação, assim, através de fundações por estacas, a estrutura é suportada de modo a acautelar grandes tensões e deformações provocadas por um sismo (ver figura 4.17).

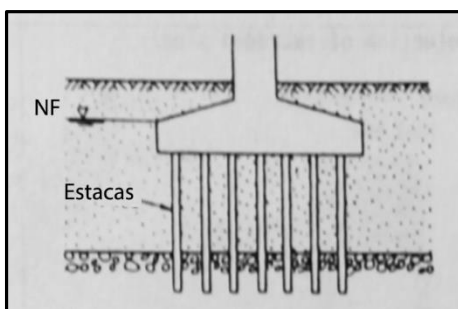


Fig. 4.17 – Fundação por estacas, adaptado de [25].

Os muros cais tornam-se instáveis devido ao aumento na pressão ativa de terras e diminuição na pressão de terras passiva. Assim, tornou-se necessária a criação de uma medida de reforço. Através da colocação de uma sobrecarga de encontro à parede do muro cais (representada na figura 4.18), resulta a segurança na estabilidade da mesma. Outra solução poderia consistir na colocação de estacas prancha em aço acopladas à parede do muro.

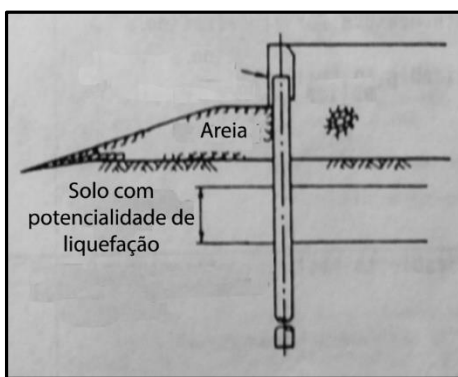


Fig. 4.18 - Reforço de muros cais, adaptado de [25].

### 4.5.5. CONTROLO DA DEFORMAÇÃO APÓS A LIQUEFAÇÃO

Geralmente este método é aplicado em conjunto com a redução do nível freático e é usado com o objetivo de minimização de danos provocados pelo fenómeno de liquefação mesmo que

esta ocorra. Uma conceção uniforme e prática deste método ainda não foi estabelecida devida à relativa dificuldade em contabilizar o respetivo melhoramento após a sua utilização – uma das grandes dificuldades na seleção das medidas mitigadoras da liquefação.

Recentemente, blocos com o topo em betão, representados na figura 4.19, têm vindo a ser utilizados no Japão para prevenir o assentamento de estruturas de pequeno porte como casas em madeira em solos moles pois neste tipo de medida não são precisas ferramentas especiais ou cuidados. Assim, colocam-se blocos de betão sob as fundações, rodeados de pedras esmagadas nos seus espaços ligados às fundações por reforço com arames de aço de forma a impedirem deslocamentos relativos quando ocorre um sismo.

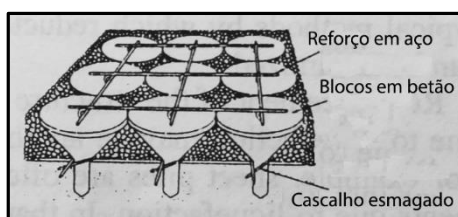


Fig. 4.19 – Reforço em betão, adaptado de [25].

O reforço também pode ser efetuado através de geogrelhas (ver figura 4.20), instalando camadas para melhorar a resistência à liquefação. Este fato faz com que o efeito da liquefação seja intercetado na área circundante através de membranas que impedem a passagem de água.

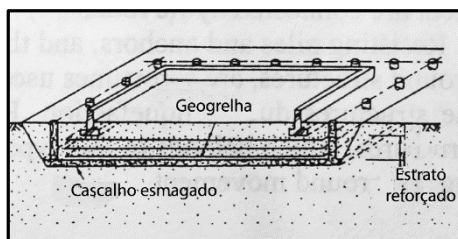


Fig. 4.20 – Reforço por geogrelhas, adaptado de [25].

O controlo do assentamento de aterros (ver figura 4.21) pode ser efetuado colocando barras roscadas e estacas prancha de forma a prevenir deslocamentos horizontais do solo causados pela redução da resistência durante o sismo.

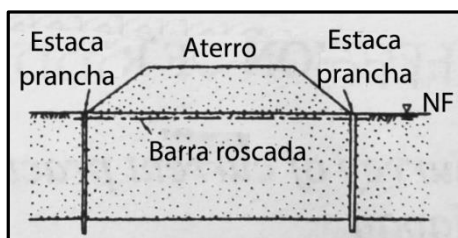


Fig. 4.21 – Estacas prancha, adaptado de [25].

## 5

## COLUNAS DE BRITA

Como visto anteriormente, as colunas de brita têm 3 funções importantes na aplicação como medida mitigadora da liquefação:

- 1) Reforço estrutural do solo - como o material de substituição é mais resistente, as forças de corte descarregam diretamente ao longo destas colunas. E como apresentam uma grande flexibilidade, conseguem absorver as deformações sem perderem a capacidade de carga, quando ocorre um sismo.
- 2) Aumento da densificação do solo – à medida que certa quantidade de material é inserida no solo, as partículas são obrigadas a encontrarem um arranjo mais estável entre elas, ocorrendo uma redução no índice de vazios no solo localizado nas imediações das colunas.
- 3) Aumento da velocidade de drenagem do solo - já que o material de substituição tem uma granulometria, e consequente coeficiente de permeabilidade, maiores que o solo em tratamento (ver quadro 5.1), há uma redução no percurso que a água tem que percorrer até ser expulsa.

Quadro 5.1 - Valores típicos de coeficientes de permeabilidade de solos de origem sedimentar.

Tipo de solo	k (m/s)
Cascalhos limpos	$> 10^{-2}$
Areia grossa	$10^{-2}$ a $10^{-3}$
Areia média	$10^{-3}$ a $10^{-4}$
Areia fina	$10^{-4}$ a $10^{-5}$
Areia siltosa	$10^{-5}$ a $10^{-6}$
Siltes	$10^{-6}$ a $10^{-8}$
Argilas	$10^{-8}$ a $10^{-10}$

O presente capítulo será, contudo, focado na terceira função já que esta em termos do estudo da liquefação é a mais determinativa, permitindo que o excesso de pressão neutra gerado durante um sismo seja dissipado rapidamente, impedindo a redução das tensões efetivas.

## 5.1 – DESCRIÇÃO DO MÉTODO

A elaboração de colunas de brita consiste na introdução de uma sonda acoplada a um vibrador de baixa frequência no solo in situ, de modo a formar colunas de um material grosseiro (brita) com o objetivo de o melhorar, conferindo um aumento na respetiva densificação à medida as colunas são formadas de uma forma ascendente, com ou sem a ajuda de um fluido de injeção. O processo inicia-se então com a descida do vibrador apoiado numa grua, ao mesmo tempo que ocorre a abertura do furo, realizada à custa do seu peso, do fluido de injeção e aos movimentos oscilatórios do próprio vibrador.

Quando é atingida a profundidade pretendida, o material de enchimento começa a ser colocado com movimentos radiais da sonda, que por sua vez que sobe e desce entre os diversos estratos do solo à medida que se aproxima da superfície do maciço. Isto é, as colunas são formadas de uma forma ascendente, desde a profundidade pretendida até à superfície e os movimentos radiais fazem com que a brita seja compactada lateralmente de encontro ao solo natural diminuindo o índice de vazios do solo envolvente.

Por fim, obtém-se um cilindro de solo granular com grande compacidade e cujas partículas por serem de maior granulometria que o solo envolvente, conferem uma maior resistência e capacidade de dissipação do excesso da pressão neutra acumulada durante um sismo.

Mais vulgarmente na construção de colunas de brita são usadas sondas assistidas com injeção de água (“wet process”), associadas a alimentação superior (“top feed method”). Um importante fator para o sucesso da execução de uma coluna de brita é o constante fluxo de água, que ajuda não só à estabilização do furo, mas também à lavagem dos finos do solo que inevitavelmente se misturam entre a brita. Com esta técnica, profundidades até 30m poderão ser atingidas. [26]

Na figura 5.1 podem observar-se as 4 etapas do processo:

- 1- Posicionamento do vibrador e iniciação da injeção do fluido
- 2 - Penetração do vibrador até à profundidade pretendida
- 3 – Iniciação da colocação do material de enchimento através da superfície
- 4 – Remoção do vibrador após a finalização da coluna cilíndrica de brita

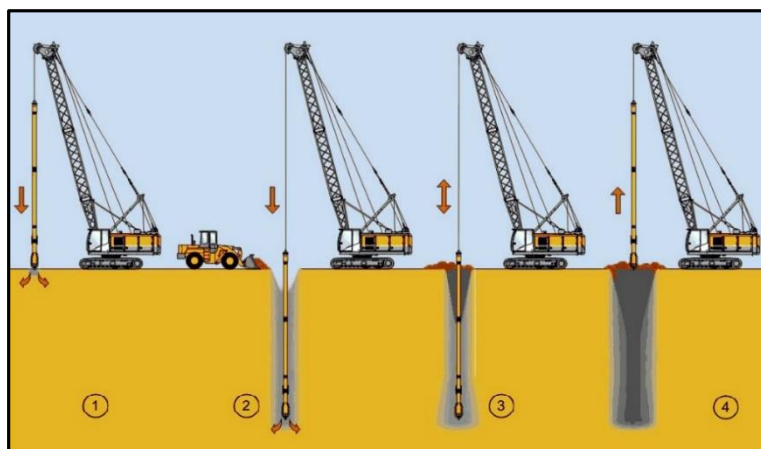


Fig. 5.1 – Sequência de construção de colunas de brita [27].



## 5.2 – INTERAÇÃO COLUNA DE BRITA – SOLO

A falta de forças de natureza coesiva do material de enchimento faz com que a estabilidade da estaca dependa do confinamento lateral do solo envolvente para que ela não entre em rotura quando carregadas. [28] Assim, quando é aplicada uma carga axial no topo de uma estaca de brita, esta tem tendência a expandir-se lateralmente, aumentando o seu diâmetro.

Esta extensão radial aumenta a tensão lateral no solo envolvente, o que proporciona um confinamento adicional à estaca e um aumento da sua rigidez. Uma grande parte do carregamento é inicialmente suportado pelas estacas de brita por estas terem uma rigidez muito superior ao solo envolvente.

As concentrações de tensões desenvolvem-se assim na estaca acompanhada de uma redução de tensões no solo circundante.

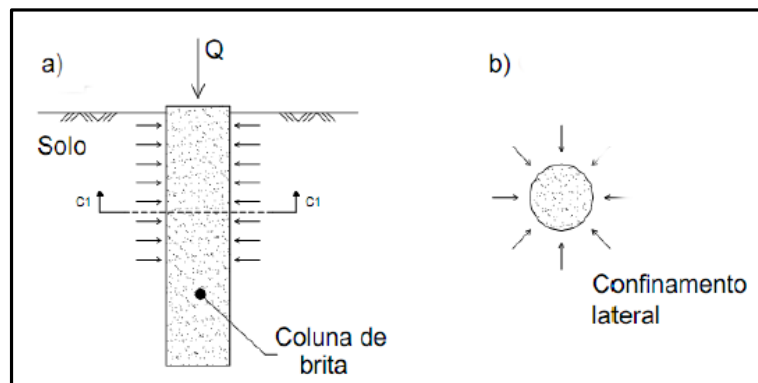


Fig. 5.2 – Comportamento de uma estaca de brita quando sujeita a cargas axiais. a) Alçado b) Corte C1.

O carregamento simultâneo de um grupo suficientemente elevado de colunas conduz a um comportamento que no seu todo é unidimensional – e vertical – e que, por esse facto, pode ser estudado isolando apenas uma das colunas (coluna genérica, no interior da malha) e a sua área de influência.

O tratamento de uma grande área com colunas de brita requer sempre a adoção de uma distribuição uniforme em planta das mesmas, que é função dos objetivos a alcançar. Para esse padrão ser definido há que impor um espaçamento entre colunas bem como o tipo de distribuição.

Normalmente são usadas distribuições em triângulo ou em quadrado, exemplificadas na figura 5.3. Para cada uma das distribuições, cada coluna pode assimilar-se a uma célula cilíndrica com um determinado diâmetro de influência, o qual é importante para quantificação da respetiva área de influência.

A relação entre o diâmetro de influência de cada coluna de brita e o espaçamento entre elas assume valores iguais a 1.05 e 1.13 para distribuições triangulares e quadradas respetivamente. [29]

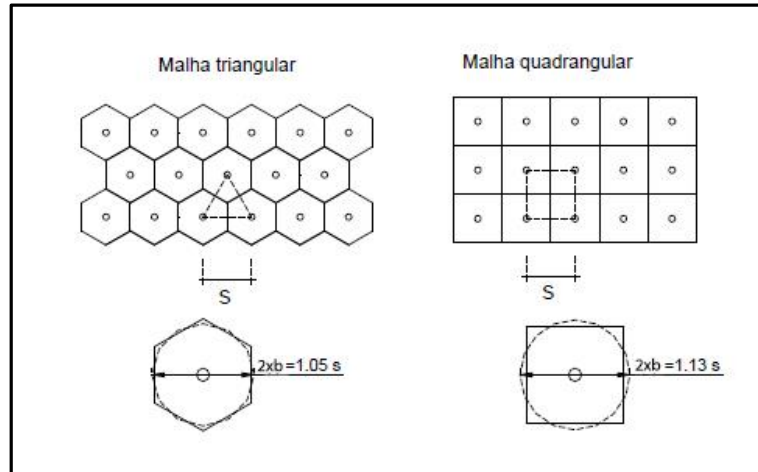


Fig. 5.3 - Diferentes distribuições em planta de colunas de brita, adaptado de [26].

#### 5.2.1. MECANISMO DE ROTURA DAS COLUNAS

Numa coluna de brita, o material apresenta uma tendência para se expandir radialmente. Naturalmente, qualquer carregamento vertical sobre a coluna, também leva a que esta transfira para o solo envolvente a força aplicada por atrito lateral ao longo interface coluna/solo e/ou pela ponta. Conhecidas as formas de transferência da força aplicada à coluna, pode concluir-se que uma coluna isolada carregada verticalmente pode apresentar três mecanismos de rotura:

- Expansão lateral excessiva (rotura mais comum)
- Rotura por corte no topo da coluna.
- Insuficiente resistência de ponta ou insuficiente atrito lateral

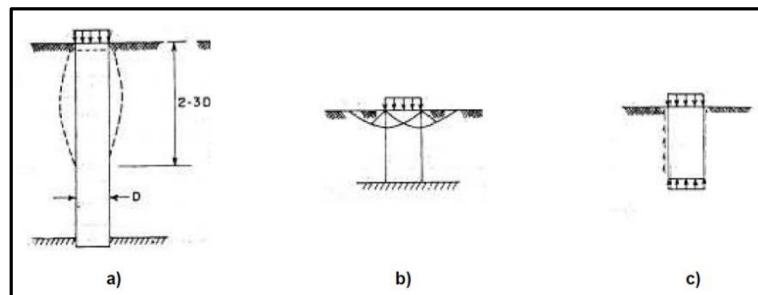


Fig. 5.4 – Mecanismos de rotura: a) expansão lateral excessiva; b) rotura por corte no topo da coluna; c) insuficiente resistência de ponta ou insuficiente atrito lateral, adaptado de [30].

### 5.3 – DIMENSIONAMENTO DAS COLUNAS DE BRITA COMO ELEMENTO DRENAGEM

Quando se procede ao dimensionamento das colunas de brita, há vários passos que se devem seguir segundo determinada ordem. Assim, o primeiro passo é determinar que profundidade atinge o estrato suscetível à liquefação para se estimar o comprimento da coluna,  $H$  e o raio da coluna,  $a$ . Na figura 5.5 encontra-se um esquema das colunas de brita.

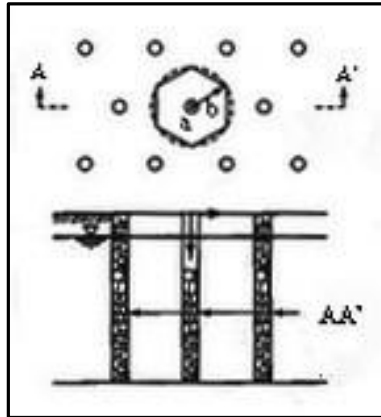


Fig. 5.5 – Esquema de colunas de brita, adaptado de [25].

Após a assunção do raio e do respetivo comprimento da coluna genérica, deve ter-se em conta o valor máximo do coeficiente de pressão neutra,  $r_u$ , assim como a estimativa do número de ciclos necessários para que se inicie o processo de liquefação,  $N_l$ .

De acordo com a Sociedade Japonesa de Geotecnia [25], o valor de 0.5 é usado como o máximo permitido para o coeficiente de pressão neutra porque tanto a magnitude de deformações de amostras em testes cíclicos triaxiais em condições não drenadas como mudanças nas propriedades do solo (ex: compressibilidade volumétrica) permanecem muito baixas para valores abaixo deste. Assim, o coeficiente de pressão neutra calcula-se a partir da seguinte expressão:

$$r_u = \frac{u}{\sigma'_v} \quad (5.1)$$

Isto é, se o valor do coeficiente de pressão neutra for igual a 0.5, significa que o risco de liquefação é minimizado desde que se garanta que o valor de pressão neutra não ultrapassa 50% da tensão efetiva vertical.

Em seguida, o número de ciclos necessários para que se inicie o processo de liquefação do solo,  $N_l$ , pode ser estimado por duas vias distintas:

- 1) Através da realização de ensaios triaxiais cíclicos em condições não drenadas
- 2) Através da correlação com o fator de segurança do maciço ao fenómeno de liquefação,  $F_l$

No presente trabalho é analisada a segunda via, compreendendo-se que quanto menor for o fator de segurança à liquefação, menor será o número de ciclos necessários para que tal fenómeno se inicie.

De acordo com Seed et al [31], o número de ciclos equivalente,  $N_{eq}$ , correspondentes à tensão de corte cíclica,  $\tau_{cyc}$ , (definida na expressão 3.1.7) é obtido no quadro 5.2 em função da magnitude do sismo e observando-se que quanto maior esta for, maior é o valor de  $N_{eq}$ .

Quadro 5.2 - Número de ciclos equivalente correspondendo a diferentes valores da magnitude de um sismo. [25]

Magnitude do sismo, M	8.5	7.5	6.75	6	5.25
Número de ciclos equivalente	26	15	10	5	2 a 3

Após a determinação do número de ciclos equivalente,  $N_{eq}$ , deve estimar-se a duração efetiva do sismo,  $t_d$ , os coeficientes de permeabilidade (tanto do solo como do material de enchimento,  $k_s$  e  $k_d$  respetivamente) (ver tabela 5.1) e o coeficiente de compressibilidade volumétrica do solo,  $m_v$ , para de pois ser possível proceder ao cálculo do fator de dissipação ao longo do tempo,  $T_d$  e do coeficiente de resistência de agulha,  $L$ .

O valor da duração efetiva do sismo pode ser retirado através da figura 5.6.

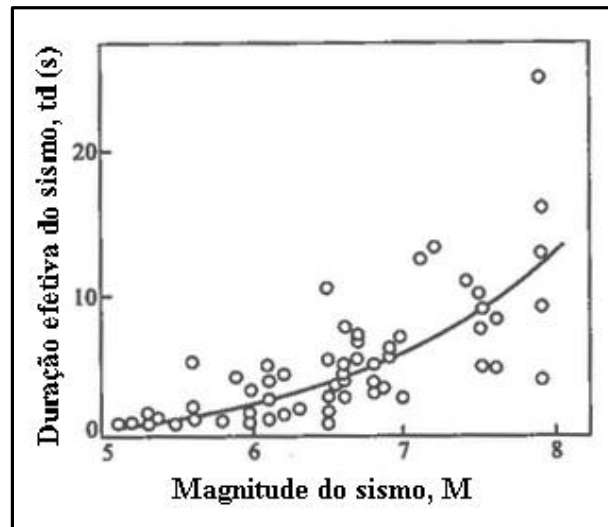


Fig. 5.6 – Relação entre a magnitude e a duração do sismo, adaptado [32]

O coeficiente de compressibilidade volumétrica é calculado em função do coeficiente de Poisson,  $\nu$ , e do módulo de elasticidade do solo,  $E_s$ , através da expressão 5.6:

$$m_{vs} = \frac{1}{E_s} \times \frac{(1+\nu) \times (1-\nu)}{1-\nu} \quad (5.2)$$

Podendo estas variáveis ser retiradas das seguintes tabelas [33], (na prática, contudo, o valor do coeficiente de Poisson que se adota em solos arenosos é de  $\nu = 0.33$ ).

Quadro 5.3 - Coeficiente de Poisson segundo o tipo de solo, adaptado de [33].

Tipo de Solo		Coeficiente de Poisson do solo ( $\nu$ )
Areia	Compacta	0.2 a 0.4
	Grossa	0.15
	Fina	0.25
Rocha	Depende do tipo	0.1 a 0.4

Quadro 5.4 – Módulo de elasticidade segundo o tipo de solo, adaptado de [33].

Tipo de solo		Es (kPa)
Areia	Siltosa	7 000 a 20 000
	Fofa	10 000 a 25 000
	Compacta	50 000 a 85 000
	Compacta (pedregulho + areia)	98 000 a 200 000

Depois de calculados o coeficiente de compressibilidade volumétrica, e obtido tanto o valor da duração do sismo como os coeficientes de permeabilidade do solo, há então condições suficientes para calcular o fator de dissipação ao longo do tempo e o coeficiente de resistência de agulha.

$$T_d = \frac{k_s \times t_d}{m_{vs} \times \rho_w \times g \times a^2} \quad (5.3)$$

Em que  $\rho_w$  é a densidade da água,  $g$  é a aceleração da gravidade,  $k_c$  a permeabilidade da coluna e  $a$ , como mencionado anteriormente, o raio da coluna.

$$L = \frac{32 \times k_s}{\pi^2 \times k_c} \times \left( \frac{H}{2 \times a} \right)^2 \quad (5.4)$$

A partir deste momento, o processo é iterativo, respeitando a seguinte ordem:

- 1) Assunção do raio efetivo da coluna,  $b$ .
- 2) Cálculo do valor corrigido do fator de dissipação ao longo do tempo,  $T'_d$ , através da seguinte expressão:

$$T'_d = \frac{T_h(L \neq 0)}{T_h(L = 0)} \times T_d \quad (5.9)$$

Em que:

$$\frac{Th(L \neq 0)}{Th(L=0)} = \frac{F_n + 0.8 \times L}{F_n} \quad (5.10)$$

Onde:

$$F_n = \frac{\left(\frac{1}{n}\right)^2}{\left(\frac{1}{n}\right)^2 - 1} \times \log\left(\frac{1}{n}\right) - \frac{3 \times \left(\frac{1}{n}\right) - 1}{4 \times \left(\frac{1}{n}\right)^2} \quad (5.11)$$

E:

$$n = \frac{b}{a} \quad (5.12)$$

- 3) Obtenção do valor do coeficiente máximo de pressão neutra pela figura 5.7 onde  $T_d$  é substituído por  $T_d'$ .

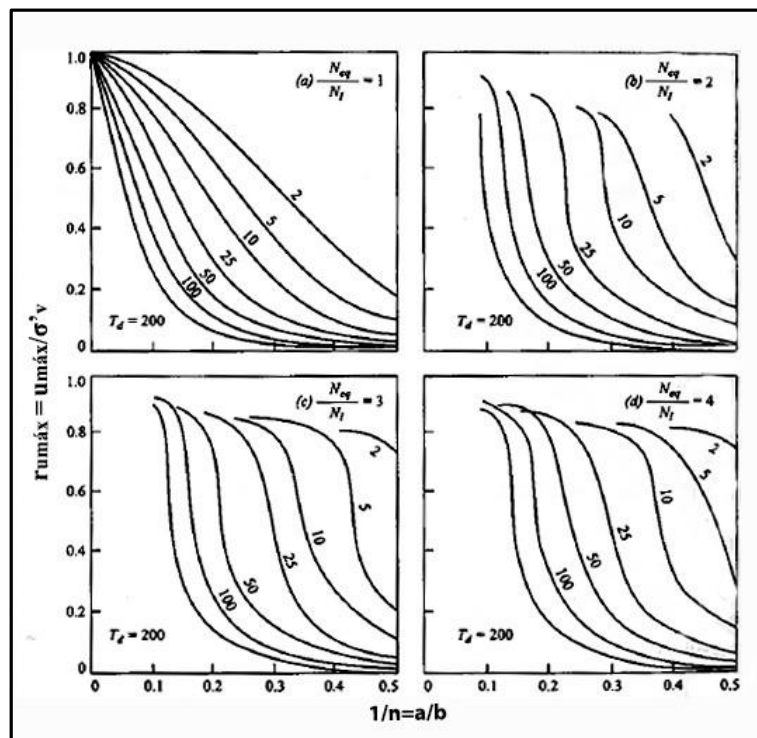


Fig. 5.7 – Relação entre o coeficiente de pressão neutra máximo e coeficiente do raio da coluna pelo raio equivalente, adaptado [25]

- 4) Verificação se o valor obtido pela figura 5.7 é menor que 0.5, se sim então pode proceder-se ao cálculo do espaçamento entre colunas, se não, voltar ao passo 1.

# 6

## FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

### 6.1 – DEFINIÇÃO E TIPOS DE ROTURA

Fundação superficial, fundação direta ou sapata, são 3 termos para designar uma fundação que transmite carga proveniente da estrutura a uma camada, denominada camada portante, próxima da superfície do terreno.

Na perspectiva do terreno, o dimensionamento de uma fundação superficial deve satisfazer a segurança em relação aos estados limites últimos e aos estados limite de utilização. O estado limite último ocorre quando há falhas na capacidade de carga do terreno, onde a rotura da estrutura do solo ocorre devido à resistência ao corte do solo ser inferior ao somatório das tensões de corte aplicadas, conduzindo a deslocamentos verticais muito elevados.

Nos solos arenosos com elevado grau de compactidade, carregados em condições não drenadas, a rotura ocorre de forma súbita com um nítido levantamento do terreno envolvente à fundação, provocando uma situação de rotura por corte abrangendo uma massa continua desde a região subjacente à sapata até as regiões circundantes, limitada por uma superfície de deslizamento que se estende até à superfície do terreno. Já nos solos arenosos soltos, à medida que o carregamento se processa e o assentamento ocorre, a resistência do terreno também aumenta (pois o estado de densificação aumenta também, e consequentemente há um aumento do ângulo de resistência ao corte), pelo que a rotura vai sendo indefinidamente protelada. [12]

No que toca às cargas aplicáveis, estas podem ser de natureza estática ou dinâmica (como no caso das ações sísmicas) e podem provocar falhas na capacidade de carga do solo quando as tensões impostas são maiores que a resistência ao corte do mesmo, como foi tratado no capítulo 3.

Relativamente ao tipo de rotura na capacidade de carga, este pode ser dividido em:

- Rotura geral (figura 6.1) – na ocorrência de uma rotura geral, ocorre a formação de uma cunha, que tem movimento vertical para baixo, e que empurra lateralmente duas outras cunhas, que tendem a levantar o solo adjacente à fundação. Ocorre na maioria dos solos pouco compressíveis de resistência finita.

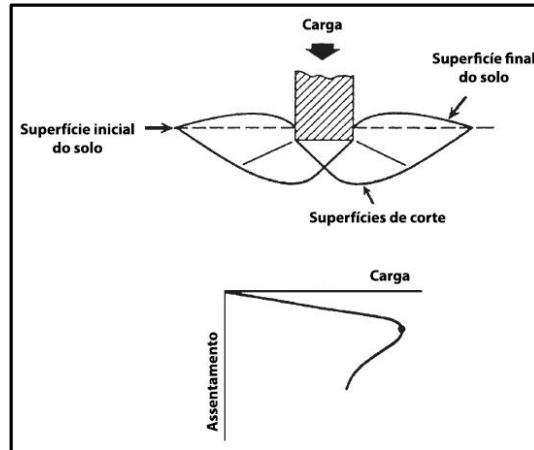


Fig. 6.1 – Esquema da rotura geral e respetivo gráfico carga vs. assentamento, adaptado de [1].

- Rotura por punçoamento (figura 6.2) – O solo que se encontra exteriormente à área carregada mantém-se relativamente nas mesmas condições. Ocorre um deslocamento mínimo do solo nos dois lados da fundação, sendo notável o deslocamento vertical da fundação devido à compressão do solo que se encontra imediatamente sob a respetiva base. Este tipo de corte ocorre em solos moles ou soltos.

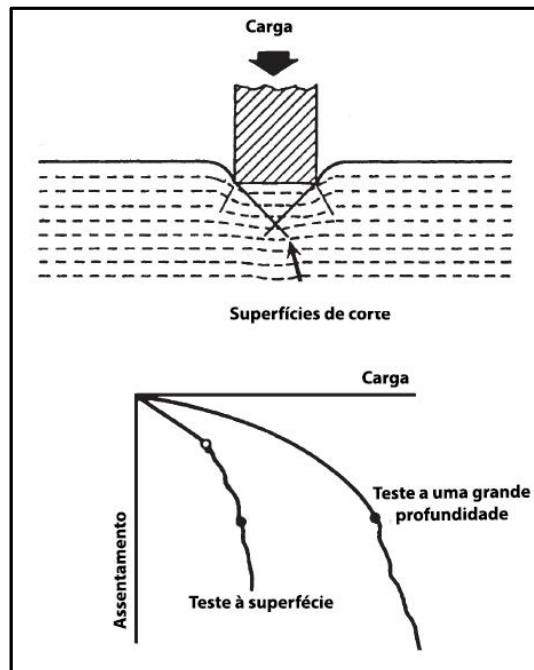


Fig. 6.2 - Esquema da rotura por punçoamento e respetivo gráfico carga vs. assentamento, adaptado de [1].



- Rotura local (figura 6.3) – Esta rotura consiste na rotura do solo apenas imediatamente sob a sapata. Esta pode ser considerada a fase de transição entre a rotura por punçoamento e a rotura geral. Ocorre geralmente em solos densos ou medianamente densos.

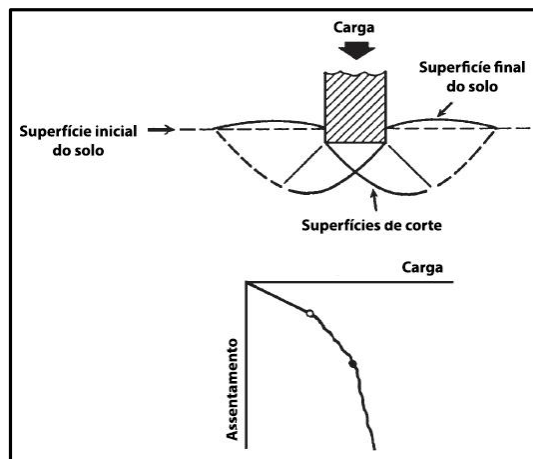


Fig. 6.3 – Esquema de rotura local e respetivo gráfico carga vs. assentamento, adaptado de [1].

Os casos documentados de falhas na capacidade de carga durante os sismos afirmam que as roturas ocorrem principalmente devido aos seguintes fatores (individualmente ou combinados):

- Perda da resistência ao corte por parte do solo – Um problema muito comum que leva a problemas da perda de capacidade de carga é a perda da resistência ao corte quando ocorrem os sismos. Para acrescer a este efeito negativo, muitas vezes estima-se indevidamente (por excesso) a resistência ao corte dos solos subjacentes à estrutura.
- Excesso de carga estrutural – Outro problema comum é o facto de a carga estrutural no momento em que ocorre a ação sísmica ser maior que no momento do projeto da mesma, devido à imprevisibilidade dos valores atingíveis pela ação sísmica.
- Mudança das características do local – A mudança nas características do local pode provocar uma falha na capacidade de carga. Por exemplo: se o nível freático sobe, o potencial da liquefação aumenta. Outro exemplo consiste numa construção próxima a uma escavação, que pode resultar numa redução dos apoios laterais do solo.

Como a ação sísmica faz diminuir a resistência dos materiais, os valores de tensão admissíveis para a capacidade de carga não devem ser aumentados quando comparados com uma situação estática. Na realidade, as tensões permitidas (isto é, as tensões calculadas na fase de projeto) devem mesmo ser reduzidas para terem em conta a diminuição da resistência do solo durante a ação sísmica. [1]

## 6.2- CAPACIDADE RESISTENTE AO CARREGAMENTO VERTICAL DE UMA FUNDAÇÃO

Para o cálculo da capacidade resistente ao carregamento vertical de uma fundação, considere-se que uma sapata com largura  $B$ , cuja base se encontra a uma profundidade  $D$ , sobre um maciço homogêneo de superfície horizontal e peso volúmico  $\gamma$ . Admita-se também que:

- Sobre a fundação a carga aplicada é vertical e centrada,  $Q$ .
- O solo comporta-se como um material rígido-plástico (isto é, as deformações pré-rotura não são consideradas)
- A sapata tem desenvolvimento infinito
- O solo obedece ao critério de Mohr-Coulomb (ver expressão 2.2)
- A resistência ao corte do solo acima a base da sapata é nula, isto é, o solo que atua acima da superfície ao nível da base da sapata atua como uma sobrecarga uniformemente distribuída,  $q$
- O atrito e a adesão entre a sapata e o solo são desprezáveis

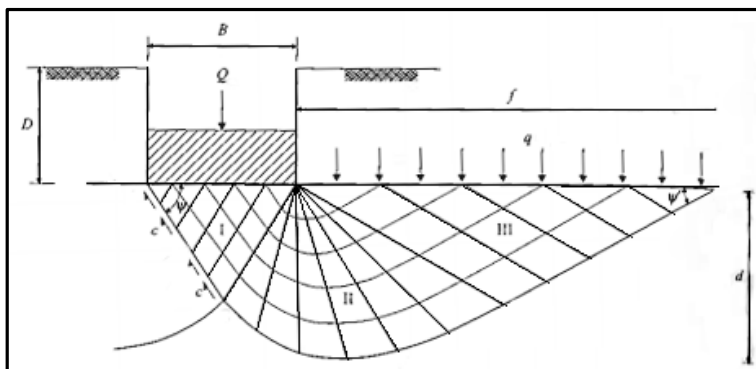


Fig. 6.4 - Capacidade resistente ao carregamento de uma sapata: zonas de corte e forças que se opõem à rotura, adaptado de [12].

A rotura por corte do solo implica a formação de três blocos ou cunhas plastificados: a cunha I que na rotura desce solidaria com a sapata, a cunha II que obrigada pela cunha I a deslocar-se lateralmente, induzindo assim um deslocamento lateral e ascendente da cunha III. Uma representação das cunhas assim como do maciço considerado no presente capítulo encontra-se ilustrado na figura 6.4.

Sabendo que o valor da sobrecarga distribuída à superfície do terreno é dada por:

$$q = \gamma \times D \quad (6.1)$$

E que  $N_q$  e  $N_c$  são coeficientes adimensionais com as expressões:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (6.2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \cot \phi' \quad (6.3)$$

Obtém-se a expressão geral da resistência ao carregamento de uma de uma sapata, conhecida por equação de Buisman-Terzaghi [34]:

$$q_{ult} = c \times N_c + q \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \quad (6.4)$$

Em que a primeira parcela “ $c \times N_c$ ” tem em conta a resistência ficcional do solo subjacente à sapata, conjugando a coesão do mesmo. Se o solo é não coesivo, então esta parcela é nula

A segunda parcela “ $D \times q \times N_q$ ” tem em conta o solo localizado acima da base da sapata, isto é, a sobrecarga que ajuda na capacidade de carga do solo. Se a sapata fosse construída à superfície do solo, este termo seria nulo.

A ultima parcela “ $0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma$ ” tem em conta a resistência ficcional do solo abaixo da sapata, combinando o peso volúmico do solo.

Não se conhecendo matematicamente o valor exato de  $N_\gamma$ , mas que se verifica depender do ângulo que define a geometria da cunha sob a sapata,  $\psi$ , Hjiat et al [35] desenvolveram uma expressão que parece ser recomendável porque se encontra do lado da segurança por resultar em valores conservativos, comparativamente com outras obtidas no passado.

$$N_\gamma = e^{\frac{1}{6} \times (\pi + 3 \times \pi^2 \times \tan \phi)} \times (\tan \phi')^{\frac{2 \times \pi}{5}} \quad (6.5)$$

Em que:

$$\psi = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \quad (6.6)$$

Contudo, a utilizada no presente trabalho é a expressão 6.7 pois é a que se adota no Eurocódigo 7:

$$N_\gamma = 2 \times (N_q - 1) \times \tan \phi' \quad (6.7)$$

É importante sublinhar que o ângulo de resistência ao corte é um fator de grande importância para a capacidade resistente do solo, já que quanto maior este for, maior é cada uma das três parcelas expressão 6.4. Na figura 6.5 exemplifica-se o mesmo maciço com dois ângulos de resistência ao corte distintos, podendo observar-se que na figura 6.5.b as cunhas são de maior dimensão quando comparada com o maciço em 6.5.a, com menor ângulo de resistência ao corte.

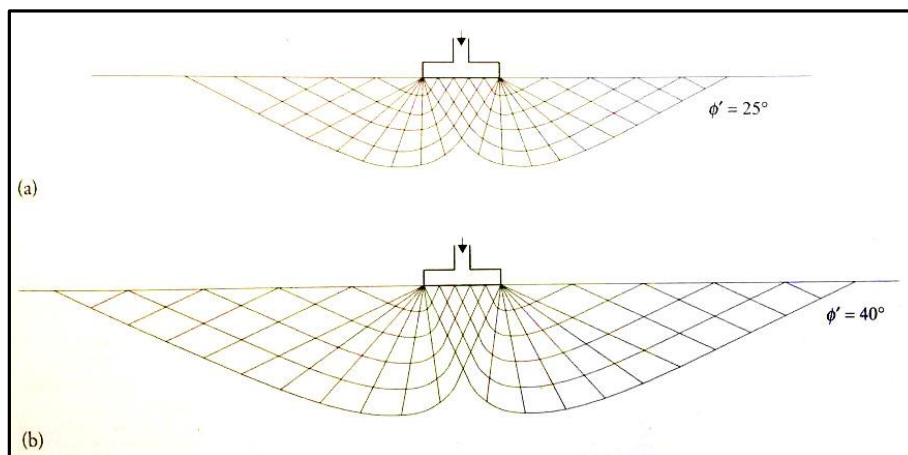


Fig. 6.5 – Influência do ângulo de resistência ao corte na dimensão das cunhas formadas no maciço, adaptado de [12].

Na figura 6.6 é possível estimar as dimensões da zona plastificada sob a sapata relativamente a este ângulo, sendo “B” a largura da sapata e “f” e “d” a extensão e a profundidade máxima atingida pelas zonas de corte, respetivamente:

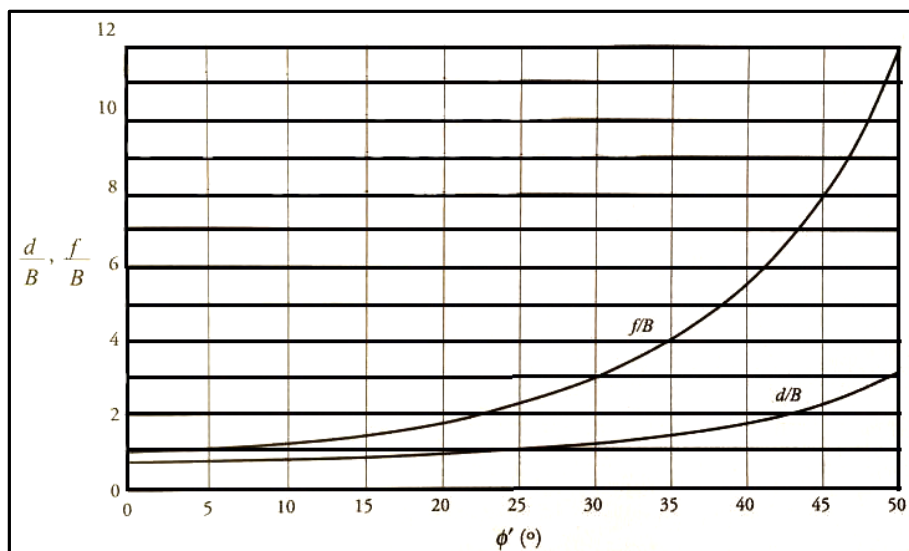


Fig. 6.6 - Avaliação da relação das dimensões da sapata e dimensões das zonas de corte em relação ao ângulo de resistência ao corte, adaptado de [36].

Contudo, no carregamento de uma fundação cujo solo de apoio não é uniforme, os assentamentos crescem mais rapidamente do lado menos resistente. Quando os assentamentos atingem valores relativamente elevados, os efeitos de segunda ordem deixam de ser desprezáveis, pelo que as tensões verticais tendem a crescer mais rapidamente do lado mais frágil, gerando aí novos assentamentos e acelerando desta forma a rotura. Em conjugação com o assentamento, a sapata experimenta assim uma rotação no sentido do lado menos resistente do solo.

#### 6.2.1 – FATORES CORRETIVOS

Na prática, é necessário aplicar coeficientes corretivos à expressão de  $q_{ult}$  (6.4) devido aos seguintes fatores:

- Na realidade a sapata tem desenvolvimento finito
- A carga vertical dificilmente é centrada no eixo neutro da sapata, havendo portanto uma excentricidade da mesma
- A carga aplicada à sapata pode ter uma dada inclinação
- A base da sapata pode não ser horizontal
- A superfície do maciço pode não ser horizontal
- O terreno é estratificado, e a certa profundidade medida a partir da base da sapata, ocorre o firme (estrato com uma resistência elevada)

Efeito	Variáveis	Fatores corretivos	Esquema
Forma da fundação	$B, L$	$s_c, s_q, s_\gamma$	
Inclinação da carga	$V, H$	$i_c, i_q, i_\gamma$	
Inclinação da base da fundação	$\zeta$	$b_c, b_q, b_\gamma$	
Inclinação da superfície do terreno	$\beta$	$g_c, g_q, g_\gamma$	
Proximidade do firme	$B, H$	$f_c, f_q, f_\gamma$	

Fig. 6.7 – Fatores corretivos para os diferentes tipos de efeitos possíveis na relação sapata – maciço, adaptado de [12].

Desta forma, numa situação limite em que todos os efeitos ocorreriam em simultâneo, a expressão 6.4 transformar-se-ia na seguinte:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times i_c \times b_c \times g_c \times f_c + q \times N_q \times s_q \times i_q \times b_q \times g_q \times f_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma \times b_\gamma \times g_\gamma \times f_\gamma \quad (6.8)$$

Efeito	1ª Parcela (coesão)	2ª Parcela (sobrecarga)	3ª Parcela (peso)
Forma da sapata (fatores $s$ )	<p>Análise em t. efetivas</p> $s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$ <p>Análise em t. totais</p> $s_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L}$	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi'$	$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B}{L}$
Inclinação da carga (fatores $i$ )	<p>Análise em t. efetivas</p> $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q \tan \phi'}$ <p>Análise em t. totais</p> $i_c = \frac{1}{2} \left[ 1 + \left( 1 - \frac{H}{Ac_n} \right)^{0,5} \right]$ <p>com <math>H \leq Ac_n</math></p>	$i_q = \left( 1 - \frac{H}{V + B L c' \cotg \phi'} \right)^m$	$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{V + B L c' \cotg \phi'} \right)^{m+1}$
Inclinação da base da fundação (fatores $b$ )	<p>Análise em t. efetivas</p> $b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_q \tan \phi'}$ <p>Análise em t. totais</p> $b_c = 1 - \frac{2\zeta}{\pi + 2}$ <p>(<math>\zeta</math> em radianos)</p>	$b_q = (1 - \zeta \tan \phi')^2$	$b_\gamma = (1 - \zeta \tan \phi')^2$
Inclinação da superfície do terreno (fatores $g$ )	<p>Análise em t. efetivas</p> $g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_q \tan \phi'}$ <p>Análise em t. totais</p> $g_c = 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2}$ <p>(<math>\beta</math> em radianos)</p>	$g_q = (1 - \tan \beta)^2$	$g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2$
Proximidade do firme (fatores $f$ )	$f_c$ - Ver figura 6.9	$f_q$ - Ver figura 6.9	$f_\gamma$ - Ver figura 6.9

Fig. 6.8 - Cálculo dos diferentes fatores corretivos tendo em conta cada uma das parcelas da expressão da capacidade resistente, adaptado de [12].

A metodologia para calcular cada um dos fatores corretivos segundo cada parcela da expressão 6.4 encontra-se na figura 6.8, onde a expressão para o expoente,  $m$ , para o fator  $i$  - inclinação da carga (quando  $H$  é paralela a  $B$ , quando  $H$  é paralela a  $L$  e quando  $H$  faz um ângulo  $\theta$  com  $L$ , respetivamente) é dado por:

$$m = m_B = \frac{2 + \left(\frac{B}{L}\right)}{1 + \left(\frac{B}{L}\right)} \quad (6.9.a)$$

$$m = m_L = \frac{2 + \left(\frac{L}{B}\right)}{1 + \left(\frac{L}{B}\right)} \quad (6.9.b)$$

$$m = m_\theta = m_L \times \cos^2 \theta + m_B \times \sin^2 \theta \quad (6.9.c)$$

Valores de $f_c$										
$\phi$	$B/H$	0 a 1	1	2	3	4	5	6	8	10
0°	1	1	$\frac{1}{(B/H \leq 1,41)}$	1,02	1,11	1,21	1,30	1,40	1,59	1,78
20°	$\frac{1}{(B/H \leq 0,86)}$	1,01	1,39	2,12	3,29	5,17	8,29	22,00	61,50	
30°	$\frac{1}{(B/H \leq 0,63)}$	1,13	2,50	6,36	17,4	50,20	(*)	(*)	(*)	
36°	$\frac{1}{(B/H \leq 0,50)}$	1,37	5,25	23,40	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	
40°	$\frac{1}{(B/H \leq 0,42)}$	1,73	11,10	82,20	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	

Valores de $f_q$										
$\phi$	$B/H$	0 a 1	1	2	3	4	5	6	8	10
0°	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
20°	$\frac{1}{(B/H \leq 0,86)}$	1,01	1,33	1,95	2,93	4,52	7,14	18,70	51,90	
30°	$\frac{1}{(B/H \leq 0,63)}$	1,12	2,42	6,07	16,50	47,50	(*)	(*)	(*)	
36°	$\frac{1}{(B/H \leq 0,50)}$	1,36	5,14	22,80	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	
40°	$\frac{1}{(B/H \leq 0,42)}$	1,72	10,90	80,90	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	

Valores de $f_y$										
$\phi$	$B/H$	0 a 1	1	2	3	4	5	6	8	10
0°	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
20°	1	1	$\frac{1}{(B/H \leq 2,14)}$	1,07	1,28	1,63	2,20	4,41	9,82	
30°	1	$\frac{1}{(B/H \leq 1,30)}$	1,20	2,07	4,23	9,90	24,80	(*)	(*)	
36°	$\frac{1}{(B/H \leq 0,98)}$	1,00	1,87	5,60	21,00	90,00	(*)	(*)	(*)	
40°	$\frac{1}{(B/H \leq 0,81)}$	1,05	3,27	16,60	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	

\* - valores superiores a 100.

Fig. 6. 9 - Valores do fator corretivo f - proximidade à fronteira rígida, adaptado de [12].

### 6.2.2 – FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS COM CARGA EXCÊNTRICA

Considerando agora que a carga aplicada é excêntrica e atuando no ponto P (figura 6.10 e 6.11) de coordenadas  $[e_x, e_y]$ , provocando o par de momentos  $[M_x, M_y]$  sabe-se que é estaticamente equivalente ao sistema de forças generalizado  $[V, M_x, M_y]$  no baricentro da fundação, se:

$$e_x = \frac{M_y}{V} \quad (6.10.a)$$

$$e_y = \frac{M_x}{V} \quad (6.10.b)$$

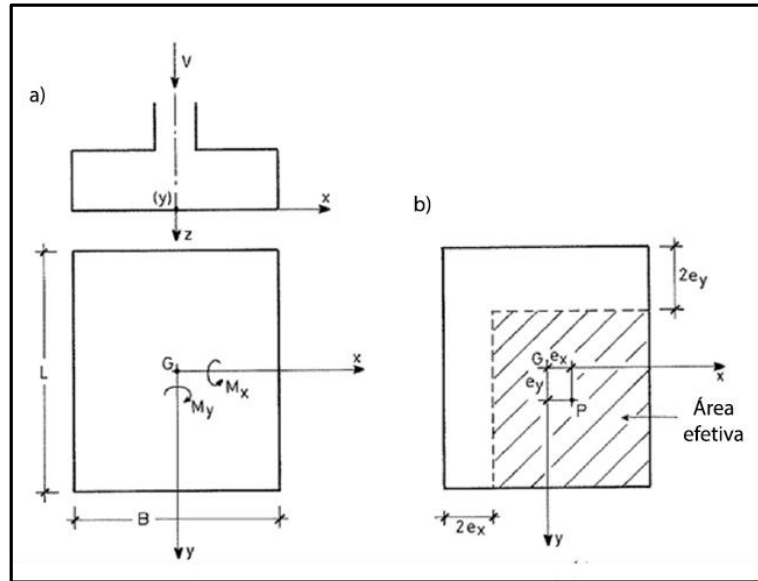


Fig. 6.10 - Carga excêntrica aplicada a uma sapata retangular. a) Sistema de forças no baricentro da fundação. b) Área efetiva da sapata, adaptado de [12].

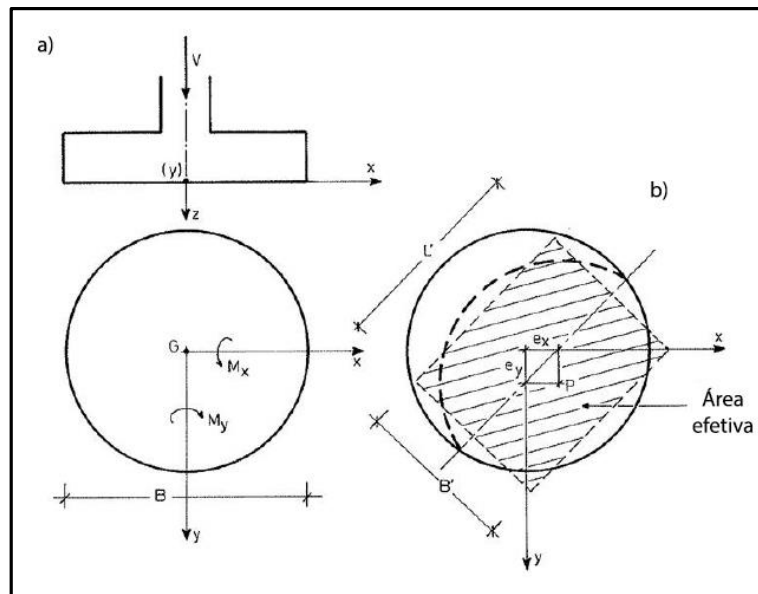


Fig. 6.11 - Carga excêntrica aplicada a uma sapata circular. a) Sistema de forças no baricentro da fundação. b) Área efetiva da sapata, adaptado de [12].

No caso de a carga ser excêntrica, a capacidade resistente deve então ser calculada considerando uma sapata fictícia centrada no ponto  $P$ , agora com dimensões  $B'$  e  $L'$ , tal que:

$$B' = B - 2 \times e_x \quad (6.11)$$

$$L' = L - 2 \times e_y \quad (6.12)$$

Sendo a área efetiva dada por:

$$A_{ef} = (B - 2 \times e_x) \times (L - 2 \times e_y) = B' \times L' \quad (6.13)$$



Resultando na expressão 6.14 para a carga de rotura da sapata,  $Q_{ult}$ :

$$Q_{ult} = q_{ult} \times A_{ef} = q_{ult} \times B' \times L' \quad (6.14)$$

Por definição,  $Q_{ult}$  é definida como a carga que causa a rotura repentina da fundação.

Por fim, o fator de segurança em relação à rotura da fundação por insuficiente capacidade resistente ao carregamento vertical,  $F_s$ , é dado por:

$$F_s = \frac{Q_{ult}}{V} \quad (6.15)$$

Os respetivos valores aconselhados segundo o tipo de estruturas, estão localizados na figura 6.12.

Categoria	Estruturas típicas	Características	Caracterização do solo	
			Completa	Limitada
A	Pontes ferroviárias - Armazéns - Silos - Estruturas de suporte	Carga máxima de projecto ocorrerá frequentemente. Consequências da rotura catastróficas.	3,0	4,0
B	Pontes rodoviárias - Edifícios industriais e públicos	Carga máxima de projecto ocorrerá raramente. Consequências da rotura muito sérias.	2,5	3,5
C	Edifícios de escritórios e(ou) de habitação	Carga máxima de projecto é improvável que ocorra. Consequências da rotura sérias.	2,0	3,0

Fig. 6.12 - Coeficientes de segurança globais para a capacidade de carga de fundações superficiais, adaptado de [37].

## 6.3 – CARREGAMENTO VERTICAL EM CONDIÇÕES SÍSMICAS

No tratado até agora o carregamento vertical das fundações superficiais era considerado para situações estáticas, em que para os cálculos do respetivo dimensionamento não entrava a geração de pressão neutra provocada pelos sismos. Procede-se agora então ao estudo do carregamento vertical das sapatas em condições dinâmicas, isto é, sujeitas à ação sísmica.

### 6.3.1 – CAPACIDADE DE CARGA RESISTENTE EM CONDIÇÕES SÍSMICAS

Neste subcapítulo mostram-se os passos para analisar a capacidade de carga das fundações tendo em conta que o solo é suscetível ao fenómeno de liquefação.

Há dois requisitos a ter em conta, sendo o primeiro a localização da carga da fundação e o segundo a espessura do estrato superficial. No que toca ao estrato superficial, este deve ter uma espessura considerável para que mesmo que o estrato subjacente seja suscetível à liquefação, este não sofra danos devido a falhas provocadas pelo sismo ou jatos de areia. Se estes requisitos não forem cumpridos, então a fundação é suscetível de sofrer rotura durante o sismo e considerações especiais na fase de projeto são necessárias, assim como por exemplo o uso de fundações profundas ou técnicas de melhoramento do solo.

As ações sísmicas vão traduzir-se na aplicação de forças de inércia aos blocos responsáveis pela capacidade resistente, forças essas que alteram desfavoravelmente as condições de equilíbrio das cunhas atrás mencionadas, afetando assim a capacidade resistente do terreno. Por outro lado, as ações sísmicas vão ter como efeito forças horizontais e momentos aplicados à fundação, cuja consideração na avaliação da capacidade resistente ao carregamento vertical é indispensável.

A solução desenvolvida por Fishman et al. [38] para incorporar o efeito das forças de inércia no terreno portante é muito prática porque permite manter o uso da clássica expressão da capacidade resistente (expressão 6.4), agora com os fatores de capacidade resistente para condições sísmicas  $N_{ce}$ ,  $N_{qe}$  e  $N_{\gamma e}$  substituindo os fatores homólogos para condições estáticas  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$ . Os resultados desta solução mostram que os fatores de capacidade resistente em condições sísmicas experimentam reduções em relação aos respetivos valores para condições estáticas. Estes variam de forma praticamente linear com o coeficiente sísmico horizontal,  $k_h$ , até este atingir aproximadamente o valor de 0.4, como mostrado na figura 6.14.

Este coeficiente representa a razão da componente horizontal da aceleração pela aceleração da gravidade. Isto é, se este valor for 0.2, significa que a ação do sismo dá origem a uma força de inercia de “ $0.2 \times W$ ” com direção horizontal aplicada no centro de gravidade do corpo em estudo, resultante de uma aceleração sísmica segundo a mesma direção mas sentidos opostos de “ $0.2 \times g$ ”. [12]

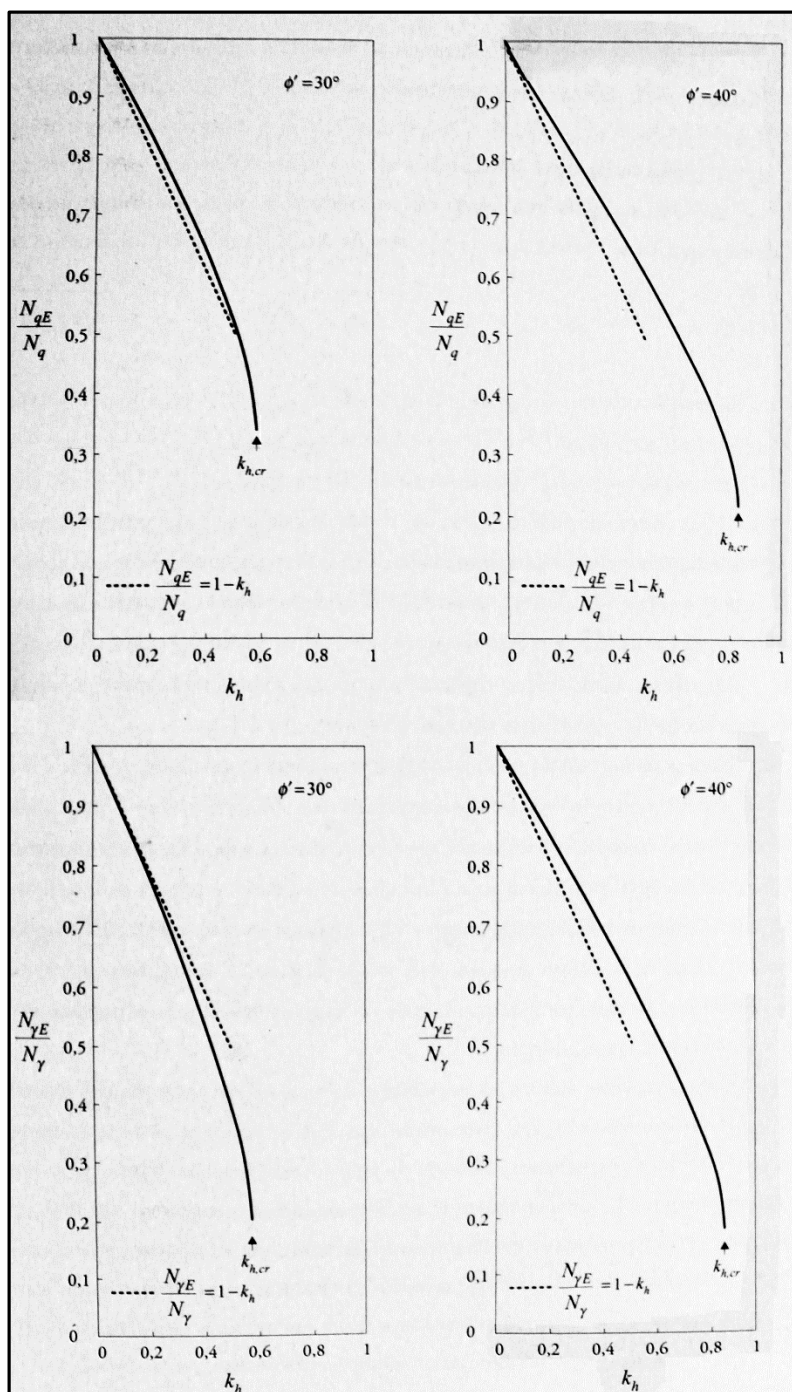


Fig. 6.13 - Redução dos coeficientes de capacidade resistente ao carregamento vertical de sapatas induzida pelas forças de inércia no terreno portante, adaptado de [12].

## 6.3.2 – CAPACIDADE DE CARGA RESISTENTE NA AUSÊNCIA DE LIQUEFAÇÃO

Este subcapítulo lida com solos que não liquefizeram mas que sofreram uma redução na resistência ao corte devido ao aumento da pressão neutra provocado pelo sismo. Exemplos incluem areias e cascalhos que se encontram abaixo do nível freático cujo coeficiente de segurança se encontra no intervalo  $1 < F_l < 2$ . Se este valor for superior a 2, o excesso de pressão neutra induzido é tão pequeno que pode ser negligenciável.

A liquefação é então expectável a profundidades onde a carga sísmica excede a resistência, isto é, quando o fator de segurança expresso em 3.2.6 é inferior a 1.

Contudo, quando o solo não sofre liquefação durante o sismo mas continua a haver um desenvolvimento de excesso de pressão neutra, uma análise em termos de capacidade de carga deve ser efetuado. Porque embora este excesso possa ser significativo, pode ainda assegurar um fator de segurança superior à unidade. A redução em tensões efetivas associada a tal excesso de pressões neutras pode reduzir a rigidez do solo e assentamentos importantes podem ocorrer à medida que o excesso de pressão neutra se dissipa.

Usando a equação de capacidade de carga de Terzaghi e uma análise de tensões efetivas, e tendo em conta que as areias e os cascalhos são não coesivos, ( $c'=0$ ), a expressão 6.4 reduz-se à seguinte:

$$q_{ult} = q \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \quad (6.16)$$

Para fundações superficiais, em que a profundidade da base da sapata possa ser negligenciada, anula-se o primeiro termo, porque este representa a carga localizada acima da base da sapata. Assim, fica:

$$q_{ult} = 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \quad (6.17)$$

Assumindo que a localização do nível freático se encontra próximo da base da sapata, o peso unitário de flutuação  $\gamma_b$  substitui o peso unitário total do solo  $\gamma_t$ . Considerando agora na equação o efeito do excesso da pressão neutra que é gerado durante o sismo (e porque se trata de uma análise em termos de tensões efetivas), inserindo o termo  $(1 - r_u)$  à equação anterior:

$$q_{ult} = (1 - r_u) 0.5 \times \gamma_b \times B \times N_\gamma \quad (6.18)$$

No entanto, a expressão de  $q_{ult}$  (6.18) só é apenas válida para valores do fator de segurança entre 1 e 2.

# 7

## DESENVOLVIMENTO DE UMA FERRAMENTA DE CÁLCULO

A ferramenta de cálculo já mencionada anteriormente está dividida nas seguintes folhas de cálculo, cada uma representando uma etapa diferente:

- 1) Estudo da análise da suscetibilidade à liquefação de um determinado solo – Permite a análise da resistência do mesmo através de valores fornecidos de ensaios de campo e avaliando o fator de segurança à liquefação no final, segundo as características da ação sísmica.
  - 1.1) SPT (ver subcapítulo 3.2.2)
  - 1.2) CPT (ver subcapítulo 3.2.3)
- 2) Dimensionamento das colunas de brita – Depois de se verificar a ocorrência de liquefação no solo em estudo, através dos métodos acima citados, nesta fase procede-se ao dimensionamento de colunas de brita, que como anteriormente observado, funcionam como drenos permitindo ao excesso de pressão neutra que se dissipe rapidamente, evitando assim que o fenómeno de liquefação ocorra. (ver subcapítulo 5.3)
- 3) Dimensionamento da fundação superficial – O cálculo da capacidade resistente ao carregamento vertical de uma fundação,  $q_{ult}$ , não se considerando a primeira parcela correspondente à coesão do solo, pois o presente trabalho trata apenas de solos não coesivos.
- 4) Estudo do excesso de pressões neutras – Nesta ultima fase, calcula-se o excesso de pressões neutras resultantes. Quer seja após a consideração das colunas de brita no terreno ou mesmo sem que estas sejam necessárias. Como visto anteriormente, embora o coeficiente de segurança à liquefação seja maior que 1, importantes excessos de pressão neutra são gerados (e consequente diminuição de tensão efetiva), sendo importante a sua análise. (ver subcapítulo 6.3.2)

Foram assim inseridos valores fictícios de um solo fictício, de forma a testar a ferramenta nos diversos parâmetros. Os valores adotados encontram-se em fundo rosa e os que se encontram a fundo branco são os resultados obtidos.

## 7.1 – SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO

Já se concluiu anteriormente que o fenómeno de liquefação é suscetível de ocorrer se o fator de segurança for inferior à unidade, isto é, se o solo não possuir resistência suficiente para se sobrepôr à ação sísmica, resultando em valores de razão de tensões inferior à razão de resistências cíclicas. As duas formas distintas de avaliar a resistência do solo estudadas no presente trabalho foram os resultados obtidos através dos ensaios de campo SPT e CPT, respetivamente. Embora o ensaio que se baseia na velocidade de ondas de corte, VS, tenha algumas vantagens quando comparado com os mencionados anteriormente (ver subcapítulo 3.2), escolheu-se não o incluir na ferramenta de cálculo devido à falta de concordância no que toca à escolha das curvas de CRR nas respetivas cartas de liquefação.

### 7.1.1 – ENSAIO SPT

Numa primeira fase, foi necessário então questionar ao utilizador desta ferramenta acerca dos dados tanto do terreno em estudo, como do sismo (isto é, a percentagem de finos ao longo da camada, a profundidade mínima e máxima da camada, a posição do nível freático, o peso volúmico do solo, a aceleração sísmica à superfície e por fim, a magnitude do sismo.)

Acerca do maciço		Acerca do sismo	
Profundidade mínima, $z_{min}$ [m]		Acção à superfície, $a_{cmáx}$ [m/s <sup>2</sup> ]	
Profundidade máxima, $z_{máx}$ [m]		Magnitude, M	
Posição do nível freático, $z_w$ [m]			
Peso volúmico do solo, $\gamma$ [KN/m <sup>3</sup> ]			
Tensão total vertical inicial, $\sigma_{v0}(z_{min})$			

Fig.7.1 – Células vazias para o input de dados - folha de cálculo referente ao ensaio SPT.

Em que o valor da tensão total vertical inicial (e para profundidades menores que a profundidade do nível freático) foi obtido através da expressão:

$$\sigma_{v0}(z_{min}) = z_{min} \times \gamma \quad (7.1)$$

A tensão total ao longo da profundidade foi calculada através de:

$$\sigma_{v0} = \sigma_{v0}(z_{min}) + \gamma \times (z - z_{min}) \quad (7.2)$$

Os valores da tensão efetiva foram calculados tendo em conta a posição do nível freático (para contabilizar a pressão neutra), isto é: Se a profundidade do estrato fosse menor que a profundidade do nível freático, então a tensão efetiva é igual à tensão total.

Se não:

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - (z - z_w) \times \gamma_w \quad (7.3)$$

Considerando o peso volúmico da água,  $\gamma_w$ , igual a 9.81 KN/m<sup>3</sup>.

A partir deste momento pode então calcular-se tanto CSR como CRR, podendo então calcular-se o fator de segurança e verificar se este se encontra dentro do valor admitido pelo Eurocódigo 8,  $FI > 1.25$ .

Assim começou-se por se considerar os valores da figura 7.2:

Acerca do maciço		Acerca do sismo	
Profundidade mínima, $z_{min}$ [m]	1.2	Aceleração à superfície, $a_{smax}$ [m/s <sup>2</sup> ]	3.2
Profundidade máxima, $z_{max}$ [m]	50	Magnitude, M	7.5
Posição do nível freático, $z_u$ [m]	2.5		
Peso volúmico do solo, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	17.5		
Tensão total vertical inicial, $\sigma_{v0}(z_{min})$	21		

Fig.7.2 – Valores adotados na folha de cálculo referente ao ensaio SPT.

Como o coeficiente corretivo  $C_N$  é recomendável para um certo intervalo de valores, a expressão 3.13 utilizada na folha de cálculo foi limitada entre [0.5; 2].

Avaliação da potencialidade de liquefação - SPT							
Acerca do maciço				Acerca do sismo			
Profundidade mínima, $z_{\min}$ [m]			1.2	Aceleração à superfície, $a_{\max}$ [m/s <sup>2</sup> ]			3.2
Profundidade máxima, $z_{\max}$ [m]			50	Magnitude, M			7.5
Posição do nível freático, $z_u$ [m]			2.5				
Peso volúmico do solo, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]			17.5				
Tensão total vertical inicial, $\sigma_{v0}(z_{\min})$			21				
$z$ [m]	% finos	$N_{60}$	$(N_1)_{cor}$	CSR	CRR <sub>H</sub>	FI	Ec8
2	7	37	63.19	0.21			OK
3	15	40	63.27	0.23			OK
4	20	29	45.72	0.26			OK
5	2	39	49.15	0.28			OK
6	20	32	44.71	0.30			OK
7	20	45	58.49	0.31			OK
8	20	24	31.54	0.32			OK
9	20	31	38.18	0.33			OK
10	20	37	43.27	0.33			OK
11	20	27	31.52	0.33			OK
12	20	30	33.58	0.33			OK
13	20	26	28.77	0.32	0.30	0.93	KO
14	20	37	38.35	0.31			OK
15	20	40	40.12	0.31			OK
16	20	29	29.38	0.30	0.32	1.07	KO
17	20	39	37.40	0.29			OK
18	20	32	30.67	0.28			OK
19	20	45	40.80	0.28			OK
20	20	24	23.01	0.27	0.19	0.72	KO
21	20	31	28.15	0.26	0.28	1.09	KO
22	20	37	32.31	0.25			OK
23	20	27	24.15	0.24	0.21	0.87	KO
24	20	30	26.01		0.23		OK
25	20	26	22.68		0.19		OK
26	20	40	32.43				OK
27	20	29	24.16		0.21		OK
28	20	39	30.80				OK
29	20	32	25.57		0.23		OK
30	20	45	34.02				OK
31	20	24	19.59		0.16		OK

Fig.7.3 - Resultados da folha de cálculo referente ao ensaio SPT.

As células em branco da figura 7.3 são explicadas pelas seguintes razões:

- O valor do fator minorativo de tensão de corte,  $r_d$ , não está definido para profundidades maiores que 23 metros (ver subcapítulo 3.1)
- Para valores de  $(N_1)_{60}$  superiores a 30, a potencialidade de danos devido à ocorrência de sismos é insignificante

Na última coluna pode então concluir-se quais as profundidades do estrato que cumprem os requisitos do Eurocódigo 8 no que toca à ocorrência do fenómeno de liquefação, sendo que a sigla KO representa as zonas em perigo e OK as zonas seguras.

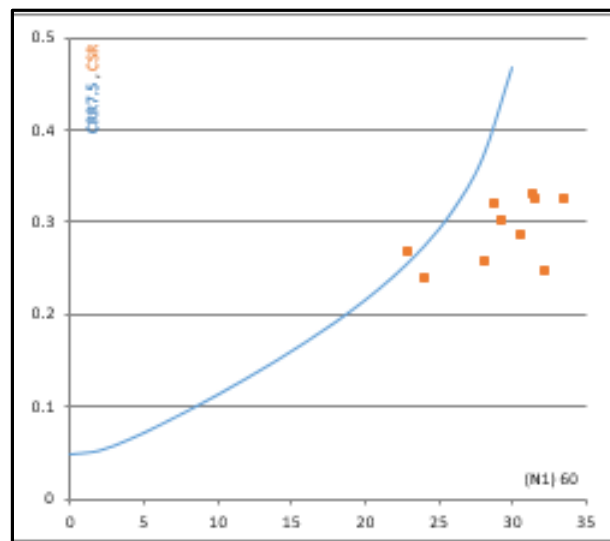


Fig.7.4 – Carta de liquefação da folha de cálculo referente ao ensaio SPT.

A figura 7.4 representa a carta de liquefação do exemplo 1, concluindo que há 2 camadas em risco de liquefação (valores laranja à esquerda da linha azul) e outros que não se encontram em risco (valores à direita da curva).

Convém também lembrar que a curva representada é apenas válida para percentagem em finos maior ou igual que 5%.

Se agora for aumentado o valor da aceleração à superfície e a magnitude, mantendo o resto dos parâmetros inalterados (ver figura 7.5.) pode observar-se uma alteração os valores na figura 7.6.

Acerca do maciço		Acerca do sismo	
Profundidade mínima, $z_{min}$ [m]	1.2	Aceleração à superfície, $a_{cmáx}$ [ $m/s^2$ ]	4.5
Profundidade máxima, $z_{máx}$ [m]	50	Magnitude, M	8
Posição do nível freático, $z_u$ [m]	2.5		
Peso volúmico do solo, $\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	17.5		
Tensão total vertical inicial, $\sigma_{v0}(z_{min})$	21		

Fig.7.5 – Alteração dos valores adotados na folha de cálculo referente ao ensaio SPT.



Avaliação da potencialidade de liquefação - SPT							
Acerca do maciço				Acerca do sismo			
Profundidade mínima, $z_{\min}$ [m]		1.2		Aceleração à superfície, $a_{\max}$ [m/s <sup>2</sup> ]		4.5	
Profundidade máxima, $z_{\max}$ [m]		50		Magnitude, M		8	
Posição do nível freático, $z_u$ [m]		2.5					
Peso volúmico do solo, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]		17.5					
Tensão total vertical inicial, $\sigma_{v0}(z_{\min})$		21					
$z$ [m]	% finos	$N_{60}$	$(N_1)_{60}$	CSR	CRR <sub>H</sub>	FI	Ec8
2	7	37	63.13	0.29			OK
3	15	40	63.27	0.32			OK
4	20	29	45.72	0.37			OK
5	2	39	49.15	0.40			OK
6	20	32	44.71	0.42			OK
7	20	45	58.43	0.44			OK
8	20	24	31.54	0.46			OK
9	20	31	38.18	0.47			OK
10	20	37	43.27	0.47			OK
11	20	27	31.52	0.46			OK
12	20	30	33.58	0.46			OK
13	20	26	28.77	0.45	0.17	0.39	KO
14	20	37	38.35	0.44			OK
15	20	40	40.12	0.43			OK
16	20	29	29.38	0.42	0.19	0.44	KO
17	20	39	37.40	0.41			OK
18	20	32	30.67	0.40			OK
19	20	45	40.80	0.39			OK
20	20	24	23.01	0.37	0.11	0.30	KO
21	20	31	28.15	0.36	0.16	0.45	KO
22	20	37	32.31	0.35			OK
23	20	27	24.15	0.33	0.12	0.36	KO
24	20	30	26.01		0.14		OK
25	20	26	22.68		0.11		OK
26	20	40	32.43				OK
27	20	29	24.16		0.12		OK
28	20	39	30.80				OK
29	20	32	25.57		0.13		OK
30	20	45	34.02				OK
31	20	24	19.53		0.09		OK

Fig.7.6 - Resultados da alteração dos valores adotados na folha de cálculo referente ao ensaio SPT.

Como seria de esperar, o risco de ocorrência de liquefação aumentou quando comparando ao exemplo 1, pois aumentando estes dois parâmetros, a capacidade resistente do solo pode não ser suficiente para impedir que a liquefação ocorra (ver subcapítulo 2.2).

Na figura 7.6 pode observar-se uma redução no fator de segurança – quanto mais próximo este valor for da unidade, menos suscetível é a ocorrência de liquefação. Já na figura 7.7 se nota uma maior dispersão de valores, encontrando-se mais camadas na zona de suscetibilidade de liquefação (à esquerda da curva).

## 7.1.2 – ENSAIO CPT

Analogamente ao ensaio SPT, o primeiro passo é a colocação dos dados do solo em estudo, assim como do sismo. No entanto, este ensaio tem mais um parâmetro de entrada, o expoente que varia consoante a granulometria das areias,  $n$ . Este assume o valor de 0.5 para areias limpas, e considera-se 0.75 para areias siltsas, já que os solos cascalhentos se encontram fora do âmbito.

Acerca do maciço		Acerca do sismo	
Profundidade mínima, $z_{min}$ [m]		Aceração à superfície, $a_{cmáx}$ [m/s <sup>2</sup> ]	
Profundidade máxima, $z_{máx}$ [m]		Magnitude, M	
Posição do nível freático, $z_w$ [m]			
Peso volúmico do solo, $\gamma$ [KN/m <sup>3</sup> ]			
$n$			
Tensão total vertical inicial, $\sigma_{v0}(z_{min})$			

Fig.7.7 - Células vazias para o input de dados - folha de cálculo referente ao ensaio CPT.

Desta vez, os valores obtidos diretamente do CPT são o valor da resistência de ponta,  $q_c$ , e lateral,  $f_s$ , do ensaio. O valor da tensão total vertical inicial (e para profundidades menores que a profundidade do nível freático) foi também obtido a partir da expressão 7.1.

Os dados agora considerados foram os da figura 7.8:

Acerca do maciço		Acerca do sismo	
Profundidade mínima, $z_{min}$ [m]	0.3	Aceração à superfície, $a_{cmáx}$ [m/s <sup>2</sup> ]	1.2
Profundidade máxima, $z_{máx}$ [m]	30	Magnitude, M	7.5
Posição do nível freático, $z_w$ [m]	1.7		
Peso volúmico do solo, $\gamma$ [KN/m <sup>3</sup> ]	17.5		
$n$	0.75		
Tensão total vertical inicial, $\sigma_{v0}(z_{min})$	5.25		

Fig.7.8 - Valores adotados na folha de cálculo referente ao ensaio CPT.

Avaliação da potencialidade de liquefação - CPT									
Acerca da maciça					Acerca da sisma				
Profundidade mínima, $z_{min}$ [m]		0.3			Aceleração à superfície, $\ddot{a}_{max}$ [m/s <sup>2</sup> ]		1.2		
Profundidade máxima, $z_{max}$ [m]		30			Magnitude, M		7.5		
Parição da nível freática, $z_u$ [m]		1.7							
Peso volúmica da areia, $\gamma$ [KN/m <sup>3</sup> ]		17.5							
n		0.75							
Tensão total vertical inicial, $\sigma_{v0}$ ( $z_{min}$ )		5.25							
z [m]	% finar	qc [Kpa]	fr [Kpa]	qc <sub>cs</sub> [Kpa]	(qc <sub>1N</sub> ) <sub>s</sub> [Kpa]	CSR	CRR <sub>H</sub>	FI	Ec8
2	7	5000	50	85.00		0.09	0.10	1.20	KO
3	15	750	70	12.75		0.10	0.04	0.36	KO
4	20	800	100	13.60		0.11	0.04	0.33	KO
5	2	6000	120	93.78		0.12	0.12	0.97	KO
6	20	8000	50	113.38		0.13	0.16	1.27	OK
7	20	3000	12	38.99		0.13	0.04	0.29	KO
8	20	4500	100	54.12		0.13	0.07	0.53	KO
9	20	6000	120	67.25		0.14	0.08	0.60	KO
10	20	7500	50	78.83		0.13	0.09	0.70	KO
11	20	5000	70	49.53		0.13	0.04	0.28	KO
12	20	750	100	7.03		0.13	0.04	0.29	KO
13	20	800	120	7.13		0.13	0.04	0.29	KO
14	20	6000	50	50.96		0.13	0.07	0.55	KO
15	20	8000	70	64.95		0.12	0.08	0.65	KO
16	20	3000	100	23.34		0.12	0.04	0.31	KO
17	20	4500	120	33.64		0.12	0.04	0.32	KO
18	20	6000	20	43.17		0.11	0.04	0.33	KO
19	20	7500	70	52.04		0.11	0.07	0.64	KO
20	20	5000	100	33.51		0.10	0.04	0.36	KO
21	20	750	120	4.86		0.10	0.04	0.37	KO
22	20	800	50	5.03		0.10	0.04	0.39	KO
23	20	6000	70	36.56		0.09	0.04	0.40	KO
24	20	8000	100	47.35			0.04		OK
25	20	3000	120	17.26			0.04		OK
26	20	4500	50	25.20			0.04		OK
27	20	6000	70	32.74			0.04		OK
28	20	7500	100	39.90			0.04		OK
29	20	900	120	4.67			0.04		OK
30	20	1200	200	6.08			0.04		OK
31	20	3000	150	15.00			0.04		OK

Fig.7.9 - Resultados da folha de cálculo referente ao ensaio CPT.

Neste exemplo foi considerada uma areia siltosa –  $n = 0.75$ , razão pela qual a coluna da figura 7.10 referente a  $(qc_{1N})_{cs}$  se encontra em branco. E verifica-se haver 3 camadas que não verificam a segurança segundo o Eurocódigo 8, e segundo a respetiva carta de liquefação (figura 7.11), este número mantém-se como o número de camadas não suscetível à ocorrência de liquefação.

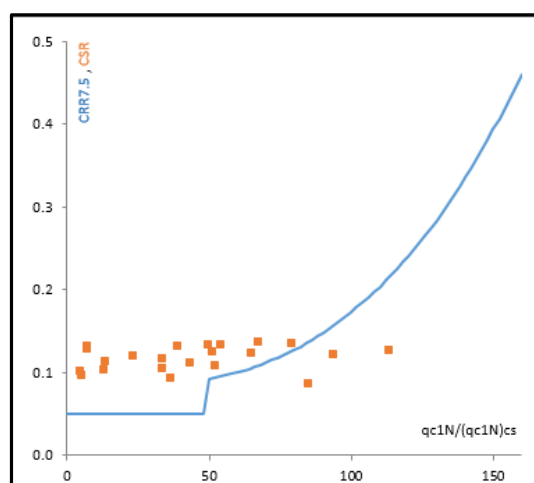


Fig.7.10 - Carta de liquefação da folha de cálculo referente ao ensaio CPT para areias siltosas.

Considerando agora um solo constituído por areia limpa (e mantendo o resto dos parâmetros constante), o expoente que varia consoante a granulometria das areias,  $n$  assume então o valor 0.5, como ilustrado na figura 7.11.

Acerca do maciço		Acerca do sismo	
Profundidade mínima, $z_{min}$ [m]	0.3	Aceleração à superfície, $a_{cmáx}$ [ $m/s^2$ ]	1.2
Profundidade máxima, $z_{máx}$ [m]	30	Magnitude, $M$	7.5
Posição do nível freático, $z_w$ [m]	1.7		
Peso volúmico do solo, $\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	17.5		
$n$	0.5		
Tensão total vertical inicial, $\sigma_{v0}(z_{min})$	5.25		

Fig.7.11 – Alteração dos valores adotados na folha de cálculo referente ao ensaio CPT.

Avaliação da potencialidade de liquefação - CPT									
Acerca do maciço					Acerca do sismo				
Profundidade mínima, $z_{min}$ [m]	0.3				Aceleração à superfície, $a_{cmáx}$ [m/s <sup>2</sup> ]	1.2			
Profundidade máxima, $z_{máx}$ [m]	30				Magnitude, M	7.5			
Posição do nível freático, $z_w$ [m]	1.7								
Peso volúmico do solo, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	17.5								
$n$	0.5								
Tensão total vertical inicial, $\sigma_{v0}(z_{min})$	5.25								
$z$ [m]	% finer	$q_c$ [Kpa]	$f_r$ [Kpa]	$q_{c10}$ [Kpa]	$(q_{c10})_{lim}$ [Kpa]	CSR	CRR <sub>H</sub>	FI	Ec8
2	7	5000	50	85.00		0.09			OK
3	15	750	70	11.90	101.12	0.10	0.04	0.36	KO
4	20	800	100	11.62	121.11	0.11	0.04	0.33	KO
5	2	6000	120	80.81		0.12	0.10	0.80	KO
6	20	8000	50	100.94		0.13	0.13	1.04	KO
7	20	3000	12	35.73		0.13	0.04	0.29	KO
8	20	4500	100	50.89		0.13	0.07	0.52	KO
9	20	6000	120	64.74		0.14	0.08	0.58	KO
10	20	7500	50	77.53		0.13	0.09	0.68	KO
11	20	5000	70	49.69		0.13	0.04	0.28	KO
12	20	750	100	7.19	133.77	0.13	0.04	0.29	KO
13	20	800	120	7.41	144.28	0.13	0.04	0.29	KO
14	20	6000	50	53.81		0.13	0.07	0.56	KO
15	20	8000	70	69.62		0.12	0.08	0.68	KO
16	20	3000	100	25.38	125.44	0.12	0.04	0.31	KO
17	20	4500	120	37.06	128.09	0.12	0.04	0.32	KO
18	20	6000	20	48.18		0.11	0.04	0.33	KO
19	20	7500	70	58.78		0.11	0.07	0.68	KO
20	20	5000	100	38.29		0.10	0.04	0.36	KO
21	20	750	120	5.62	163.14	0.10	0.04	0.37	KO
22	20	800	50	5.87	129.36	0.10	0.04	0.39	KO
23	20	6000	70	43.13		0.09	0.04	0.40	KO
24	20	8000	100	56.39			0.07		OK
25	20	3000	120	20.76	149.57		0.04		OK
26	20	4500	50	30.57			0.04		OK
27	20	6000	70	40.06			0.04		OK
28	20	7500	100	49.24			0.04		OK
29	20	900	120	5.81	182.15		0.04		OK
30	20	1200	200	7.63	202.18		0.04		OK
31	20	3000	150	18.78	172.25		0.04		OK

Fig.7.12 - Resultados alteração dos valores adotados na folha de cálculo referente ao ensaio CPT.

Através da lista de resultados obtidos na figura 7.12, nota-se um decréscimo no fator de segurança, havendo uma redução do número de camadas que satisfazem o requisito do Eurocódigo 8. Esta alteração era expectável dado que as areias limpas são menos suscetíveis à liquefação que as areias siltsas – “Uma lista aproximada de solos não coesivos em ordem

crescente de resistência à liquefação é a seguinte: areias limpas, areias siltosas não plásticas, siltes não plásticas e por fim, cascalhos.” - Subcapítulo 2.2.

Já na carta de liquefação (figura 7.13), este facto confirma-se pois verifica-se um deslocamento dos valores que indicam a não suscetibilidade à liquefação (valores à direita da curva) para a esquerda, indicando que os valores são então menos conservadores.

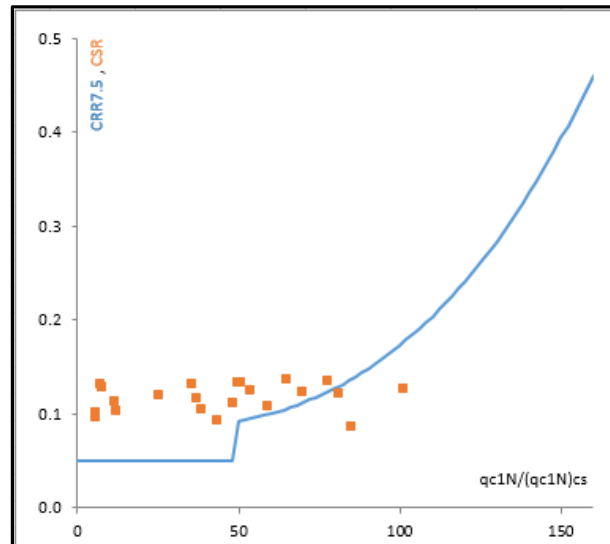


Fig.7.13 - Carta de liquefação da folha de cálculo referente ao ensaio CPT para areias limpas.

## 7.2 – DIMENSIONAMENTO DAS COLUNAS DE BRITA

Nesta segunda etapa, depois de se verificar que o solo se encontra em risco de liquefação, procede-se ao dimensionamento de colunas de brita para permitir a dissipação do excesso de pressão neutra provocada pelo sismo. Como anteriormente discutido no subcapítulo 5.3, o processo de dimensionamento é dividido em diversas fases, como o esquematizado na figura 7.14, e foi desta forma que o mesmo foi organizado na folha de cálculo referente ao tema do presente subcapítulo.

O aspeto da folha de cálculo, é o representado na figura 7.16, sendo que as células a fundo rosa (segundo o raciocínio do capítulo anterior) são os dados de entrada.

Naturalmente, os valores do raio da coluna,  $a$ , e da altura do estrato,  $H$ , são dados pré-definidos pelo utilizador; a magnitude,  $M$  é um parâmetro dependente do próprio sismo e os valores dos coeficientes de permeabilidade (tanto do solo,  $k_s$ , como do dreno,  $k_d$ ), do coeficiente de Poisson e do módulo de elasticidade do solo foram retirados das tabelas 5.1, 5.2 e 5.4, respetivamente.

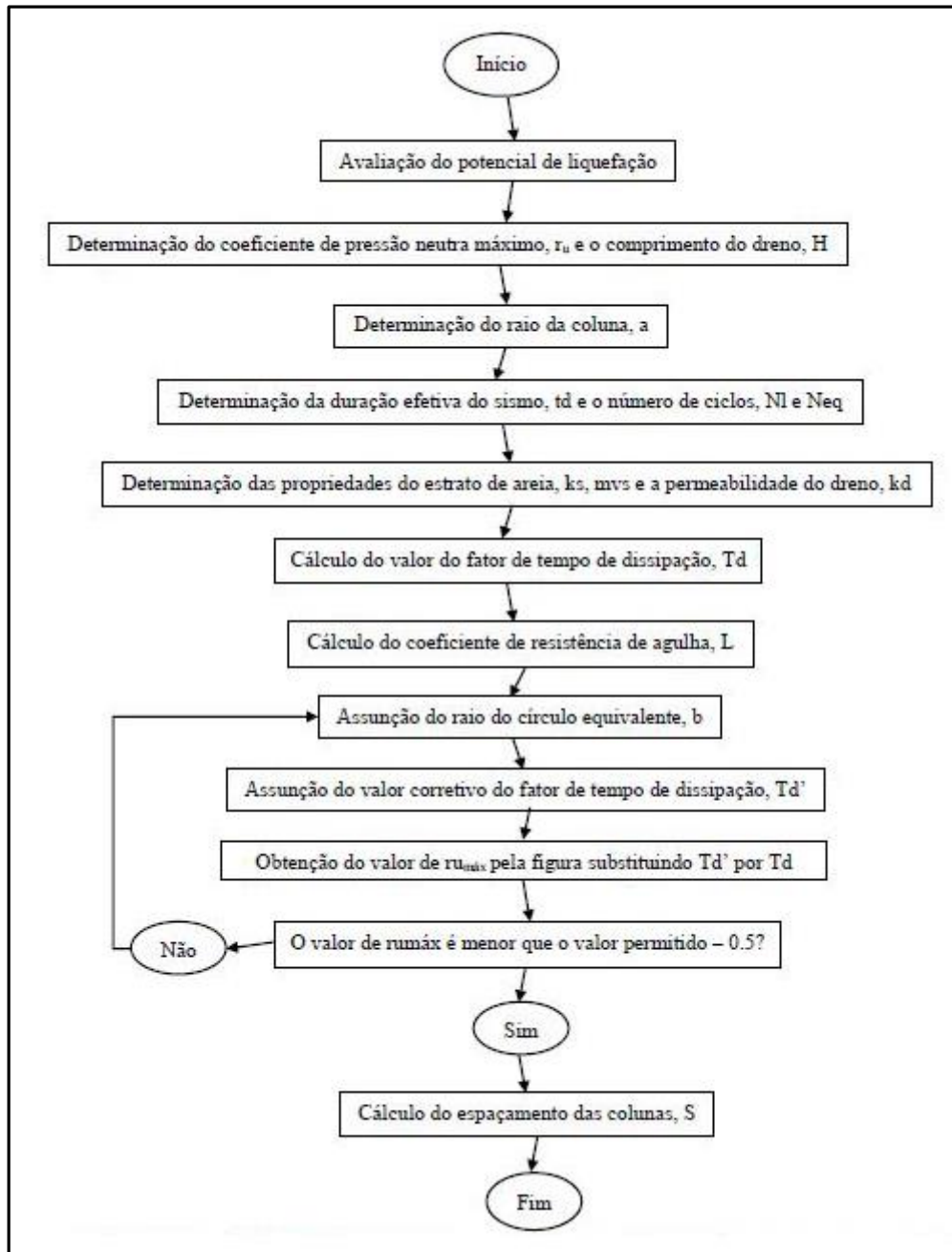


Fig.7.14 - Esquema do dimensionamento das colunas de brita.

DIMENSIONAMENTO DAS COLUNAS DE BRITA											
Considerações iniciais											
H[m]	a[m]	M	kd [r]	Neq	kr [m/r]	Er [kPa]	$\omega$	$m_{sa} [K \cdot s \cdot a^{-4}]$	kd [m/r]	Td	L
Parte iterativa - I											
b [m]	$\frac{1}{n}$	$F_n$	$\frac{T_b(L \neq 0)}{T_b(L = 0)}$	T'd	NI	$\frac{Neq}{N}$					
Parte iterativa - II											
	T'd	< 2	2 a 5	5 a 10	10 a 25	25 a 50	50 a 100	100 a 200	> 200		
ru	$\frac{Neq}{N} = 1$										
	$\frac{Neq}{N} = 2$										
	$\frac{Neq}{N} = 3$										
	$\frac{Neq}{N} = 4$										
Verificação											
ru											
a final											
b final											

Fig.7.15 - Esquema da folha de cálculo para o dimensionamento das colunas de brita.

Depois do preenchimento das células a rosa na parte inicial, representada pela tabela denominada “Considerações iniciais”, os primeiros cálculos são efetuados, preenchendo automaticamente as células em fundo branco.

Através da figura 5.6, a autora do presente trabalho obteve a expressão que relaciona a magnitude do sismo com a respetiva duração efetiva através de uma aproximação exponencial do sexto grau à curva representada na mesma:

$$td = 0.0219 \times M^6 - 0.8648 \times M^5 + 14.227 \times M^4 - 124.47 \times M^3 + 611.48 \times M^2 - 1601.2 \times M + 1747.3 \text{ [s]} \quad (7.4)$$

O número de ciclos equivalente, Neq, obtido através da seguinte expressão:

$$Neq = 0.6087 \times M^4 - 16.508 \times M^3 + 167.56 \times M^2 - 747.64 \times M + 1235.6 \quad (7.5)$$

A expressão 7.5 foi obtida pela autora, considerando os valores da tabela 5.2, que relaciona o número de ciclos equivalente em função da magnitude do sismo (de forma análoga à obtenção da expressão 7.4).

Obtidos os valores destes parâmetros, entra-se na “Parte iterativa – I”, onde se admite um valor para o raio equivalente, b, e a partir daí os cálculos são automáticos a partir das expressões 5.9, 5.10, 5.11 e 5.12 para a obtenção do valor do fator de dissipação ao longo do tempo corrigido, T'd, e da razão de fricção normalizada, Fn.

Para a obtenção do valor do número de ciclos necessários para que se inicie o processo de liquefação, propôs-se um valor da razão de tensão cíclica, CSR, que avalie a razão de resistência cíclica mínima, CRReq, para que se dê início ao fenómeno de liquefação (tomando portanto  $Fl = 1$ ), resultando:

$$CSR = CRReq \quad (7.6)$$

Na expressões 3.9, 3.10 e 3.22 já se tinha concluído que:

$$CRR_M = MSF \times CRR_{M=7.5} \quad (3.9)$$

$$MSF = \frac{174}{M^{2.56}} \quad (3.10)$$

$$Fl(z) = \frac{CRRM(z)}{CSR(z)} \quad (3.22)$$

Assim, resulta:

$$M = \left( \frac{174}{\frac{CRReq}{CRR_{M=7.5}}} \right)^{\frac{1}{2.56}} = (174 \times Fl)^{\frac{1}{2.56}} \quad (7.7)$$

E conjugando os valores de Neq com a magnitude, obtém-se por fim NI:

$$NI = 1.4 \times M^2 - 12.195 \times M + 27.914 \quad (7.8)$$

Note-se, no entanto, que a expressão 7.8 foi obtida como resultado de uma aproximação aos resultados do número de ciclos equivalente, Neq, em função da magnitude do sismo, M (expressão 7.5).

Na terceira e quarta tabela da folha de cálculo, “Parte iterativa – II” e “Verificação”, o utilizador da folha de cálculo não necessita de introduzir novos valores porque estes são automáticos, isto é, o valor do coeficiente de pressão neutra,  $r_u$ , é fornecido imediatamente, assim como a verificação deste. Se o resultado obtido for menor que 0.5 então as dimensões finais da coluna são apresentados na “Verificação”, se não, aparece uma mensagem dirigida ao utilizador para voltar a inserir um novo valor de b, raio fictício da coluna.



Na figura 7.16 foi obtida a informação a fundo branco, introduzindo os valores a fundo rosa

DIMENSIONAMENTO DAS COLUNAS DE BRITA											
Consideração inicial											
H[m]	α[m]	M	kd[s]	Neq	kr[m/s]	Er[kPa]	ω	m <sub>sa</sub> [Kg.s <sup>-1</sup> ]	kd[m/s]	Td	L
15.0	0.2	8.0	20.8	19	1.0E-05	10000	0.33	1.3E-04	1.0E-02	3.9777	4.559
Parte iterativa-I											
b[m]	$\frac{1}{n}$	F <sub>n</sub>	$\frac{T_b(L \neq 0)}{T_b(L = 0)}$	T'd	NI	$\frac{N_{eq}}{NI}$					
2.0	0.10	24.3	1.150	4.6	19.040	1					
Parte iterativa-II											
	T'd	< 2	2 a 5	5 a 10	10 a 25	25 a 50	50 a 100	100 a 200	> 200		
ru	$\frac{N_{eq}}{NI} = 1$		0.892								
	$\frac{N_{eq}}{NI} = 2$										
	$\frac{N_{eq}}{NI} = 3$										
	$\frac{N_{eq}}{NI} = 4$										
Verificação											
ru	0.892										
α final											
b final	Introduzir um novo valor de b										

Fig.7.16 - Resultados da folha de cálculo referente ao dimensionamento das colunas de brita.

Verificando a terceira tabela referente à verificação da presente folha de cálculo, conclui-se que o coeficiente de pressão neutra é superior ao valor recomendável – 0.5, sendo necessário introduzir um novo valor para a variável b.

Introduzindo então um valor diferente para o raio efetivo da coluna, obtém-se a figura 7.17:

DIMENSIONAMENTO DAS COLUNAS DE BRITA											
Considerações iniciais											
H [m]	a [m]	M	td [s]	Neq	kr [m/s]	Er [kPa]	w	m <sub>sw</sub> [Kpa <sup>-1</sup> ]	kd [m/s]	Td	L
15.0	0.2	8.0	20.8	19	1.0E-05	10000	0.33	1.3E-04	1.0E-02	3.9777	4.559
Parte iterativa - I											
b [m]	$\frac{1}{n}$	F <sub>n</sub>	$\frac{Tb(L=0)}{Tb(L=0)}$	T'd	NI	$\frac{Neq}{NI}$					
0.5	0.40	0.9	5.106	20.3	19.040	1					
Parte iterativa - II											
	T'd	< 2	2 a 5	5 a 10	10 a 25	25 a 50	50 a 100	100 a 200	> 200		
ru	$\frac{Neq}{NI} = 1$				0.070						
	$\frac{Neq}{NI} = 2$										
	$\frac{Neq}{NI} = 3$										
	$\frac{Neq}{NI} = 4$										
Verificação											
ru	0.070										
a final	0.2										
b final	0.5										

Fig.7.17 - Resultados da folha de cálculo referente ao dimensionamento corrigido das colunas de brita.

Agora, verifica-se que o valor do coeficiente de pressão neutra já se encontra dentro do intervalo desejado. Este fato era expectável pois diminuindo o valor do raio equivalente, isto é, diminuindo a distancia entre drenos, existe uma maior dissipação do excesso de pressão neutra, resultando em  $r_u < 0.5$ .

### 7.3 – DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL

O aspeto da folha de cálculo referente ao dimensionamento de fundações superficiais apresenta-se na figura 7.18 e 7.19, consoante o formato da base da sapata.

Dimensionamento da fundação superficial					
Informação acerca da fundação					Ensaio
Forma da base sapata	D [m]	B [m]	L [m]	H[m]	
retangular					
Informação acerca do solo			Informação acerca do sismo		
$\phi$ [°]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$z_w$ [m]		kh	
Informação acerca das cargas aplicadas					
Carga	V [kN]	Mx [kNxm]	My [kNxm]		
Resultados					
	$q_{ult}$ [kPa]	FS			

Fig.7.18 - Esquema da folha de cálculo para o dimensionamento das fundações superficiais com base retangular.

Dimensionamento da fundação superficial				
Informação acerca da fundação				Ensaio
Forma da base sapata	D [m]	R	H[m]	
circular				
Informação acerca do solo			Informação acerca do sismo	
$\phi$ [°]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$z_w$ [m]	kh	
Informação acerca das cargas aplicadas				
Carga	V [kN]	Mx [kNxm]	My [kNxm]	
Resultados				
$q_{ult}$ [kPa]	FS			

Fig.7.19 - Esquema da folha de cálculo para o dimensionamento das fundações superficiais com base circular

Esta folha foi criada tendo em conta os seguintes aspetos:

- Na célula referente à forma da base da sapata, apenas foi considerada a forma “circular” ou “retangular”, isto é, o resultado final só é obtido se uma destas duas palavras estiver inserida nesse local
- Embora o dado de entrada para o ângulo de resistência ao corte se encontre em graus, os cálculos foram todos efetuados em radianos, existindo uma conversão automática
- Se o dimensionamento for efetuado não considerando a presença de ações sísmicas, o utilizador deve simplesmente não preencher a célula referente ao coeficiente sísmico horizontal, e assim a capacidade resistente é calculada sem ter em conta este efeito, não substituindo nesta expressão os coeficientes de capacidade resistente ao carregamento vertical de uma fundação superficial pelos respetivos pelos homólogos em condições sísmicas.
- Na célula correspondente à carga, o utilizador deve escrever “excentrica” ou “centrada” dependendo do tipo de carga considerada
- Já que os solos considerados são apenas os arenosos, a expressão utilizada para a capacidade resistente não considera, então, a parcela relativa à coesão.

Introduziu-se agora os valores representados na figura 7.20, considerando uma sapata de base circular e que o nível freático se encontra à superfície e que não existe a ocorrência de sismo (logo, a célula referente ao coeficiente sísmico horizontal, encontra-se vazia).

Dimensionamento da fundação superficial				
Informação acerca da fundação				Ensaio
Forma da base sapata	D [m]	R	H[m]	
circular	9	8.2	20	spt
Informação acerca do solo			Informação acerca do sismo	
$\phi$ [°]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$z_w$ [m]	kh	
30.00	18	0	0	
Informação acerca das cargas aplicadas				
Carga	V [kN]	Mx [kNxm]	My [kNxm]	
excentrica	22590	5910	135090	
Resultados				
$q_{ult}$ [kPa]	FS			
2886.99	4.4			

Fig.7.20 - Resultados do exemplo 7 - folha de cálculo referente ao dimensionamento de fundações superficiais.

O fator de segurança, como resultado nesta folha de cálculo, assume então o valor de 4.4, como este é superior a 3.5, as dimensões da sapata são assim assumidas como admissíveis.

Considerando agora que ocorreu um sismo no local em estudo, cujo coeficiente sísmico horizontal,  $k_h$ , assume o valor de 0.4, como exemplificado na figura 7.21.

Dimensionamento da fundação superficial					
Informação acerca da fundação					Ensaio
Forma da base sapata	D [m]	R		H [m]	spt
circular	9	8.2		20	
Informação acerca do solo			Informação acerca do sismo		
$\phi$ [°]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$z_w$ [m]		$k_h$	
30.00	18	0		0.4	
Informação acerca das cargas aplicadas					
Carga	V [kN]	Mx [kNxm]	My [kNxm]		
excentrica	22590	5910	135090		
Resultados					
	$q_{ult}$ [kPa]	FS			
	1732.19	2.6			

Fig.7. 21 - Resultados da folha de cálculo referente ao dimensionamento de fundações superficiais.

Observando agora o valor do fator de segurança, e comparando-o com o da figura 7.20, pode concluir-se que este é bastante menor que o anterior, explicado pelo facto de a ação sísmica causar a diminuição abrupta da capacidade resistente vertical.

#### 7.4 – ESTUDO DO EXCESSO DE PRESSÕES NEUTRAS

Na figura 7.23 está representado um esquema da última folha de cálculo, referente ao estudo do excesso de pressões neutras gerado no solo, quer ocorra liquefação ou não.

Para a utilização desta folha, apenas é necessário especificar o tipo de ensaio considerado e as células em branco aparecerão preenchidas automaticamente, podendo ser agora possível analisar agora o fator de segurança ao longo da profundidade do maciço.

Estudo do excesso de pressões neutras			
ensaio	$r_u$	$q_{ult}$ [kPa]	FS
spt			

Fig.7.22 - Esquema da folha de cálculo para o estudo da influência do coeficiente de pressão neutra no dimensionamento de fundações superficiais.

Considerando que se trata agora do dimensionamento de uma fundação superficial cuja suscetibilidade à liquefação foram verificados na folha de cálculo referente a um ensaio CPT, analise-se a figura 7.24.

Estudo do excesso de pressões neutras			
ensaio	$r_u$	$q_{ult}$ [kPa]	FS
spt	0.194	1440.52	10.20

Fig.7.23 - Resultados da folha de cálculo para o estudo da influência do coeficiente de pressão neutra no dimensionamento de fundações superficiais.

Na figura 7.25 mostra-se o que resultaria se o coeficiente de pressão neutra,  $r_u$  fosse igual ao limite estabelecido de 0,5.

Estudo do excesso de pressões neutras			
ensaio	$r_u$	$q_{ult}$ [kPa]	FS
spt	0.500	19.53	0.12

Fig.7.24 - Resultados da folha de cálculo para o estudo da influência do coeficiente de pressão neutra no dimensionamento de fundações superficiais para  $r_u = 0.5$ .

Comparando o dois exemplos anteriores, observa-se então que quanto maior for coeficiente de pressão neutra, menor é o fator de segurança em relação à rotura da fundação pois o fator de capacidade resistente ao carregamento vertical também é menor.



# 8

## ANÁLISE DE UM CASO REAL

### 8.1 – CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROBLEMA

Neste capítulo é analisado um caso real de um maciço localizado no México, cujo objetivo de estudo é o dimensionamento de uma fundação superficial de uma torre eólica.

O fato de estas estruturas atingirem grandes alturas (cerca de 100 m acima da superfície do solo) faz com que as mesmas se encontrem sujeitas a enormes esforços devido à ação do vento e ao peso próprio, sendo necessário um estudo aprofundado acerca das características não só do solo em que a fundação se vai apoiar mas também de eventuais sismos que podem ocorrer no local.

Relativamente ao perfil estratigráfico, este encontra-se representado na figura 8.1 e apresenta os seguintes dados:

- Ângulo de resistência ao corte,  $\phi - 33.85^\circ$
- Peso volúmico do solo,  $\gamma - 18 \text{ kN/m}^3$
- Profundidade máxima – 20 metros
- Tipo de ensaio realizado – SPT
- Profundidade do nível freático,  $z_w - 3 \text{ metros}$

Relativamente à fundação, consideraram-se as seguintes características:

- Forma da base da sapata – Circular
- Raio da sapata,  $R - 12 \text{ metros}$
- Profundidade da base,  $D - 2 \text{ metros}$
- Cargas atuantes:

$$V = 22\,590 \text{ kN}$$

$$M_x = 5\,910 \text{ kN}\times\text{m}$$

$$M_y = 135\,090 \text{ kN}\times\text{m}$$

Por fim, considerou-se o coeficiente sísmico horizontal,  $k_h$ , igual a 0.52 e uma magnitude sísmica,  $M = 7.5$ .

ESTRATIGRAFIA		MUESTRA				GOLPES					LÍMITE LÍQUIDO LÍMITE PLÁSTICO % DE HUMEDAD							% DE GRAVA	% DE ARENA	% DE FINOS
PROF. MTZ	DESCRIPCION	SUCS	ENSAYE	TIPO	% DE REC.	10	20	30	40	50	10	20	30	40	50	60	70			
0.00	LIMO CON ARENA FINA, CONSISTENCIA MEDIA, COLOR ROJIZO (CAPA VEGETAL)	ML					12				5	10						0%	15%	85%
0.40		ML					6				5	10						0%	23%	77%
0.80	ARENA LIMOSA, COMPACIDAD SUELTA, COLOR CAFÉ CLARO	SM					9				5	10						0%	60%	40%
1.20							10				5	10								
1.60							9				5	10								
2.00							10				5	10								
2.40							9				5	10								
2.80							9				5	10								
3.20		SM					8				5	10						0%	75%	25%
3.60							10				5	10								
4.00							11				5	10						4%	78%	18%
4.40		SM					6				5	10								
4.80	ARENA CON GRAVA Y POCO LIMO, COMPACIDAD MEDIA, COLOR CAFÉ						10				5	10								
5.20							9				5	10						15%	83%	2%
5.60							8				5	10								
6.00							9				5	10						18%	71%	11%
6.40							21				5	10								
6.80							23				5	10								
7.20							24				5	10						0%	1%	99%
7.60							18				5	10								
8.00							20				5	10						7%	15%	78%
8.40							37				5	10								
8.80	LIMO CON POCa ARENA Y GRAVA, CONSISTENCIA MUY FIRME DE COLOR VERDOSO						40				5	10						37%	46%	17%
9.20							29				5	10								
9.60							39				5	10								
10.00							32				5	10						28%	52%	20%
10.40							45				5	10								
10.80							24				5	10						1%	71%	28%
11.20							31				5	10								
11.60							37				5	10								
12.00							27				5	10						11%	84%	5%
12.40							30				5	10								
12.80	ARENA CON GRAVA Y LIMO, COMPACIDAD DENSA, COLOR CAFÉ VERDOSO						28				5	10								
13.20							58				5	10						54%	37%	9%
13.60							50				5	10						16%	53%	31%
14.00							50				5	10								
14.40							50				5	10								
14.80							50				5	10								
15.20							50				5	10								
15.60							50				5	10								
16.00							50				5	10								
16.40							50				5	10								
16.80	GRAVA ARENOSA CON POCO LIMO, VERDOSA						50				5	10								
17.20							50				5	10								
17.60	ARENA LIMOSA CON GRAVAS LAJEADAS Y SUBREDONDEADAS, COMPACIDAD DENSA, COLOR CAFÉ ROJIZO						50				5	10								
18.00							50				5	10								
18.40							50				5	10								
18.80							50				5	10								
19.20							50				5	10								
19.60							50				5	10								
20.00							50				5	10								

Fig. 8.1 – Perfil estratigráfico de um solo localizado no México, objeto de estudo no presente trabalho.



## 8.2 – INTRODUÇÃO DE DADOS E INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS

### 8.2.1 – INTRODUÇÃO DE DADOS E INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS DA FOLHA REFERENTE AO ENSAIO SPT

Utilizando a ferramenta de cálculo para estudar o solo a analisar no presente capítulo, começou-se por introduzir os valores (ver subcapítulo 8.1) na folha de cálculo referente ao ensaio SPT. A figura 8.2 e 8.3 mostram então os resultados desta folha e a carta de liquefação obtida, respetivamente.

Relativamente ao ângulo de resistência ao corte,  $\phi'$ , este foi calculado tendo em conta a expressão de Hatanaka & Uchida [39].

$$\phi' = (15.4 \times (N_1)_{60})^{0.5} + 20^\circ \quad (8.1)$$

Avaliação da potencialidade de liquefação - SPT							
Acerca da maciça				Acerca do sismo			
Profundidade mínima, $z_{min}$ [m]			0.2	Aceleração à superfície, $a_{max}$ [m/s <sup>2</sup> ]			5.10
Profundidade máxima, $z_{max}$ [m]			20	Magnitude, M			7.5
Posição do nível freático, $z_w$ [m]			3				
Peso volúmico do solo, $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]			18.00				
Tensão total vertical inicial, $\sigma_{v1}(z_{min})$			3.6				

$z$ [m]	$z_{final}$	$N_{60}$	$(N_1)_{60}$	CSR	CRR <sub>M</sub>	FI	EC8
0	0	0					
0.2	0.1	12	33.80	0.34			OK
0.4	0.3	6	19.40	0.34	0.16	0.46	KO
1.4	1.3	9	26.51	0.33	0.24	0.73	KO
2.0	1.8	10	21.01	0.33	0.17	0.51	KO
2.6	2.5	9	13.16	0.33	0.11	0.32	KO
3.2	2.9	9	17.74	0.34	0.14	0.41	KO
3.8	3.6	10	12.85	0.37	0.10	0.28	KO
4.4	4.2	11	17.73	0.40	0.14	0.36	KO
5.0	4.8	8	9.54	0.42	0.08	0.20	KO
5.6	5.4	10	11.52	0.43	0.09	0.22	KO
6.2	6.0	9	10.05	0.45	0.08	0.19	KO
6.8	6.6	8	8.67	0.46	0.08	0.16	KO
7.4	7.2	9	10.95	0.47	0.09	0.19	KO
8.0	7.8	21	21.55	0.48	0.18	0.37	KO
8.6	8.4	23	23.02	0.49	0.19	0.39	KO
9.2	9.0	24	33.14				
9.8	9.6	18	17.19				
10.4	10.2	20	27.42				
11.0	10.8	37	33.84	0.49			OK
11.6	11.4	40	41.03	0.49			OK
12.2	12.0	29	25.50	0.49	0.23	0.46	KO
12.8	12.6	39	33.66	0.48			OK
13.4	13.2	32	32.39	0.48			OK
14.0	13.8	45	37.49	0.47			OK
14.6	14.4	24	26.94	0.47	0.25	0.54	KO
15.2	15.0	31	24.99	0.46	0.22	0.47	KO
15.8	15.6	37	29.36	0.46	0.32	0.70	KO
16.4	16.2	5	21.13	0.45	0.17	0.38	KO
17.0	16.8	30	23.10	0.44	0.19	0.44	KO
17.6	17.4	26	19.73	0.43	0.16	0.37	KO
18.2	18.0	9	38.62	0.43			OK
18.8	18.6	31	47.69	0.42			OK
19.4	19.2	50	36.44	0.41			OK
20.0	19.8	50	35.97	0.40			OK

Fig. 8.2 - Resultados do caso real - folha de cálculo referente ao ensaio SPT.

As células correspondentes ao valor do CSR, CRR<sub>M</sub>, FI e EC8 à profundidade entre  $z = 9.2$  e  $z = 10.4$  encontram-se em branco porque existe um estrato argiloso entre estes valores (ver figura 8.1).

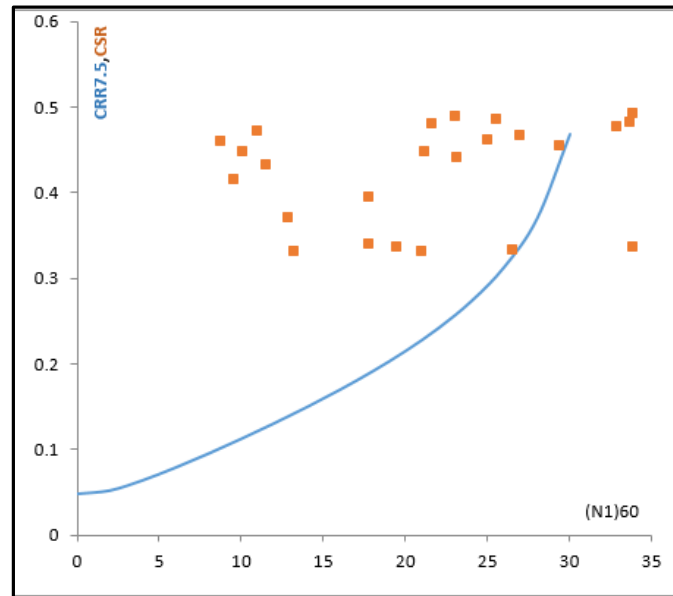


Fig. 8.3 - Resultados do caso real – carta de liquefação referente ao ensaio SPT.

Como todos os valores de FI resultaram menores que a unidade e concluindo que este não cumpre as condições de segurança relativamente à ocorrência de liquefação, torna-se então necessário estudar o dimensionamento de colunas de brita.

## 8.2.2 – INTRODUÇÃO DE DADOS E INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS DA FOLHA REFERENTE AO DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS DE BRITA

Nesta fase foram então admitidos os seguintes valores:

- $H = 9$  m para o comprimento da coluna
- Raio da coluna,  $a = 40$  cm
- Permeabilidade do solo,  $k_s = 10^{-5}$  m/s
- Permeabilidade do material da coluna,  $k_d = 15 \times 10^{-2}$  m/s
- Módulo de elasticidade do solo,  $E_s = 12\,000$  kPa
- Coeficiente de Poisson,  $\nu = 0.33$

DIMENSIONAMENTO DAS COLUNAS DE BRITA											
Considerações iniciais											
H [m]	a [m]	M	td [s]	Neq	ks [m/s]	Es [kPa]	ν	m <sub>av</sub> [Kpa <sup>-1</sup> ]	kd [m/s]	Td	L
9.0	0.4	7.5	14.0	15	1.00E-05	12000	0.33	1.1E-04	1.50E-01	0.8051	0.027
Parte iterativa - I											
b [m]	$\frac{1}{n}$	Fn	$\frac{T_h(L \neq 0)}{T_h(L = 0)}$	T'd	Nl	$\frac{Neq}{Nl}$					
1.0	0.40	0.9	1.025	0.8	14.288	1					
Parte iterativa - II											
	T'd	< 2	2 a 5	5 a 10	10 a 25	25 a 50	50 a 100	100 a 200	> 200		
ru	$\frac{Neq}{Nl} = 1$	0.356									
	$\frac{Neq}{Nl} = 2$										
	$\frac{Neq}{Nl} = 3$										
	$\frac{Neq}{Nl} = 4$										
Verificação											
ru	0.356										
a final=	0.4										
b final=	1										

Fig. 8.4 - Resultados do caso real – dimensionamento de colunas de brita.

Arbitrando valores para o raio equivalente, teve-se primeiro em conta o facto de o valor de  $r_u$  resultar em menor que 0.5 e por fim, obter o raio equivalente que resultasse num coeficiente de pressão neutra o mais próximo possível do limite. O último cuidado é explicado pelo facto de quanto mais próximo  $r_u$  se encontrar de 0.5, maior é o raio equivalente, e consequentemente, maior é espaçamento entre colunas (resultando num melhor aproveitamento do material).

Assim, admitindo uma malha quadrangular (ver figura 5.3), obtém-se o espaçamento das colunas por:

$$s = \frac{2 \times b}{1.13} = 1.77 \text{ m. (8.2)}$$

### 8.2.3 – INTRODUÇÃO DE DADOS E INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS DA FOLHA REFERENTE AO DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL

Na figura 8.5 encontra-se a folha de cálculo referente ao dimensionamento de fundações superficiais tendo em conta os parâmetros considerados até este momento no presente capítulo.

Dimensionamento da fundação superficial					
Informação acerca da fundação					Ensaio
Forma da base sapata	D [m]	R		H[m]	spt
circular	2	12		20	
Informação acerca do solo			Informação acerca do sismo		
$\phi$ °	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$z_w$ [m]		kh	
33.85	18	3		0.52	
Informação acerca das cargas aplicadas					
Carga	V [kN]	Mx [kN×m]	My [kN×m]		
excentrica	22590	5910	135090		
Resultados					
$q_{ult}$ [kPa]	FS				
1247.10	9.8				

Fig. 8.5 - Resultados do caso real – dimensionamento das fundações superficiais

Como o valor do fator de segurança obtido é bastante maior que 3.5, é aconselhável diminuir o raio da sapata de forma a obter uma solução mais económica.

Na figura 8.6 apresenta-se então um conjunto de valores que resultam num coeficiente de segurança recomendável, FS = 3.7.

Dimensionamento da fundação superficial					
Informação acerca da fundação					Ensaio
Forma da base sapata	D [m]	R		H[m]	spt
circular	2	9.6		20	
Informação acerca do solo			Informação acerca do sismo		
$\phi$ °	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$z_w$ [m]		kh	
33.85	18	3		0.52	
Informação acerca das cargas aplicadas					
Carga	V [kN]	Mx [kN×m]	My [kN×m]		
excentrica	22590	5910	135090		
Resultados					
$q_{ult}$ [kPa]	FS				
1106.87	3.7				

Fig. 8.6 - Resultados do caso real com fator de segurança aceitável – dimensionamento das fundações superficiais

#### 8.2.4 – INTRODUÇÃO DE DADOS E INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS DA FOLHA REFERENTE AO ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE PRESSÃO NEUTRA

Analisando agora a última folha referente ao estudo da influência do coeficiente da pressão neutra, resulta o quadro da figura 8.7.

Estudo do excesso de pressões neutras			
ensaio	$r_u$	$q_{ult}$ [kPa]	FS
spt	0.356	712.32	2.38

Fig. 8.7 - Resultado do caso real – estudo da influência do coeficiente de pressão neutra no dimensionamento de fundações superficiais.

Como expectável, considerando o coeficiente de pressão neutra para a obtenção de  $q_{ult}$ , o resultado da capacidade resistente foi reduzido, causando com que o fator de segurança ao carregamento vertical reduzisse também para cerca de 65% do valor inicial. Contudo, como este se encontra abaixo do valor desejado ( $\approx 3.5$ ), o projetista deve voltar a modificar o raio da sapata para que o fator de segurança, agora considerando o efeito do excesso das pressões neutras, se encontre dentro do limite.

Alterando então o raio para  $a = 10.5m$ , resulta o quadro da figura 8.8.

Estudo do excesso de pressões neutras			
ensaio	$r_u$	$q_{ult}$ [kPa]	FS
spt	0.356	744.13	3.60

Fig.8.8 – Resultado final do caso real com fator de segurança aceitável – estudo da influência do coeficiente de pressão neutra no dimensionamento de fundações superficiais.

Após a revisão dos valores obtidos pela ferramenta de cálculo criada, conclui-se que o excesso de pressões neutras gerado pela liquefação é de extrema importância no dimensionamento de fundações superficiais pois reduz significativamente o valor da capacidade última resistente ao carregamento vertical. Se o resultado final do fator de segurança ao carregamento vertical estiver dentro dos valores admissíveis (aproximadamente de 4) então o processo de dimensionamento está concluído. Se não, o utilizador deve aumentar as dimensões da sapata e/ou a profundidade da mesma de modo a que o valor da capacidade resistente aumente e conduza a um fator de segurança ao carregamento vertical, FS, maior.



# 9

## CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 9.1 – CONCLUSÕES

O presente trabalho pretendeu contribuir para uma melhor compreensão do fenómeno de liquefação e da sua importância no que toca ao dimensionamento de fundações superficiais.

Como um dos objetivos era o estudo de medidas de mitigação à liquefação, foi escolhido abordar o método das colunas de brita devido à respetiva capacidade de dissipação do excesso de pressão neutra. Assim, este método foi também analisado na ferramenta de cálculo criada, de forma a poder-se observar o quanto a existência de colunas de brita (e o respetivo espaçamento entre elas) alterou o fator de segurança à liquefação.

Como observado no capítulo 1 e 2, o fenómeno de liquefação pode ter efeitos bastante negativos se existirem estruturas fundadas em zonas suscetíveis à ocorrência de liquefação. Em zonas sísmicas, mesmo que não ocorra liquefação, ocorre um aumento da pressão neutra dos solos provocado pelas tensões de corte cíclicas do sismo e consequentemente uma redução das tensões efetivas. De qualquer das formas, deve ser sempre feita uma avaliação da suscetibilidade do solo à liquefação, analisando com cuidado os fatores que a potencializam, pois mesmo que a liquefação não ocorra, ocorrem grandes perdas de capacidade de carga nos solos que apoiam as estruturas.

Para se avaliar então a potencialidade de ocorrência de liquefação, deve estudar-se o fator de segurança à liquefação que relaciona as tensões de corte cíclicas, impostas pelo sismo, com a resistência do solo. As tensões de corte cíclicas foram avaliadas através da expressão de CSR (cyclic stress ratio) e a resistência do solo, expressa em termos de CRR (cyclic resistance ratio), foi obtido através de ensaios de campo, nomeadamente SPT (standard penetration test), CPT (cone Penetration test) e VS, sendo este último o menos fiável pois por ser o método mais recente, ainda não existe uma uniformidade quanto aos valores da carta de liquefação e da respetiva curva para a obtenção do CRR dependendo do valor normalizado da velocidade das ondas de corte.

Relativamente às medidas de mitigação de liquefação, conclui-se que o método de densificação é o mais eficaz, porém ainda existem certas adversidades associadas a vibrações e ruídos. Por outro lado, no método de consolidação já não existe esta problemática associada mas existe o problema económico e de possível poluição se o nível freático se encontrar acima do solo tratado. Outras medidas mitigadoras envolvem processos mais trabalhosos e economicamente menos desejáveis.

Abordou-se com mais detalhe neste trabalho o método das colunas de brita (ver capítulo 6). Este método possui 3 grandes vantagens (e todas elas funcionam como impedimento da ocorrência do fenómeno de liquefação): aumento da resistência do solo (o material constituinte das colunas é mais resistente que o material do solo a tratar), aumento da velocidade de drenagem do solo (o coeficiente de permeabilidade da coluna é cerca de 100 vezes maior que o coeficiente de permeabilidade do solo a tratar) e aumento da densificação do solo, explicada pela redução de índice de vazios (pois a colocação da coluna vai fazer com que as partículas do solo se reorganizem formando um esqueleto mais denso). Foi também feita uma análise para o dimensionamento destas colunas tendo em conta um processo iterativo que consiste em fixar alguns valores como o raio e comprimento da coluna e, fazendo variar o raio fictício da mesma (e consequentemente o respetivo espaçamento) se obtém o valor do coeficiente de pressão neutra. Este coeficiente está limitado superiormente de 0.5, isto é, o risco de liquefação é minimizado desde que se garanta que o valor de pressão neutra não ultrapassa 50% da tensão efetiva vertical.

Por fim, passou-se para o estudo da capacidade de carga resistente ao carregamento vertical de fundações superficiais. Na folha de cálculo é então permitido o dimensionamento em condições estáticas (na ausência de um sismo) ou em condições dinâmicas (na presença de um sismo). Avaliando o fator de segurança ao carregamento vertical, conclui-se que este vai diminuindo ao longo das seguintes situações: condição estática – condição dinâmica porém sem a ocorrência de liquefação – ocorrência de liquefação, através da variação do coeficiente de pressão neutra em vários exemplos. Esta situação veio a verificar o que anteriormente se tinha afirmado que a resistência do solo varia inversamente com o aumento da pressão neutra.

Assim, o dimensionamento final da fundação superficial foi feito primeiro avaliando o fator de segurança à liquefação – se este fosse menor que 1 a estrutura simplesmente não resiste às tensões de corte então a capacidade resistente é igual a 0; se este se encontrasse no intervalo [1,2] o coeficiente de pressão neutra entraria no cálculo da capacidade resistente (observando-se que quanto mais próximo de 0.5, menor seria este último) e finalmente, se o coeficiente de pressão neutra fosse maior que 2, então não existiria de facto problema quanto ao excesso de pressões neutras pois a pressão neutra gerada pelo sismo seria tão pequena que podia ser desprezada. Verificando-se a potencialidade de ocorrência de liquefação, procedeu-se então à obtenção do coeficiente de pressão neutra considerando a presença de colunas de brita no solo. Depois, este valor foi então utilizado para voltar a calcular a capacidade resistente ao carregamento vertical para desta forma verificar se o fator de segurança ao carregamento vertical se encontraria perto de 4. Se sim o processo de dimensionamento para aí. Se não, é necessário ou voltar a dimensionar as colunas de brita ou aumentar a dimensão e/ou a profundidade da sapata.



## **9.2 – DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Para desenvolvimentos futuros, a autora do presente trabalho sugere as seguintes propostas:

- Estudo da curva mais realista para o cálculo da razão de resistências cíclica segundo o ensaio que se baseia na medição da velocidade ondas de corte.
- Investigação acerca de formas de redução de ruídos e vibrações causadas pelo método da densificação.
- Investigação na medida em que as outras duas vantagens das colunas de brita (compacidade e efeito de reforço do maciço) trazem no dimensionamento de fundações superficiais.



## BIBLIOGRAFIA

1. Day, R.W., *Geotechnical earthquake engineering handbook*. 2002: McGraw-Hill.
2. Elgamal, Z.Y.A., *Sand Boils and Liquefaction-Induced Lateral Deformation*. University of California: San Diego, U.S.A.
3. Survey, U.S.G., *Soil Liquefaction in the East Bay During the Earthquake*. 1989.
4. Ashford, S. *Report cites 'liquefaction' as key to much of Japanese earthquake damage*. 2011; Available from: <http://cdn.phys.org/newman/gfx/news/2011/reportcitesl.jpg>.
5. Engineering, U.C.o. *Engineers study 2011 Japanese earthquake to prepare Northwest for the Big One*. 2001; Available from: <http://www.ktoo.org/2012/07/21/engineers-study-2011-japanese-earthquake-to-prepare-northwest-u-s-for-the-big-one/>.
6. Johansson, J. *1964 Niigata earthquake, Japan 1964; When has liquefaction occurred in the past?*. Available from: <http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/quakes/niigata/niigata.html>.
7. Survey., U.S.G. *California Earthquake Pictures - Loma Prieta*. 1989; Available from: [http://www.yuprocks.com/earthquake\\_pictures/loma\\_prieta\\_earthquake\\_1.shtml](http://www.yuprocks.com/earthquake_pictures/loma_prieta_earthquake_1.shtml).
8. Luff, M. *Earthquake damage - road*. 2010; Aftermath of September 4th Earthquake in Canterbury (area covers Christchurch City) NZ. Storm drains - Anfield Street, Brooklands.]. Available from: <http://www.flickr.com/photos/23934380@N06/4962230403/>.
9. Abston, J.K.M.C. *Historic Earthquakes*. 1964; Available from: <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/states/?region=Alaska>.
10. Idriss, H.B.S.I.M., *Simplified procedures for evaluation of soil liquefaction potential*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 1971.
11. Blake, T.F., *Personal Communication*, I. as cited in Youd.T.L, I. M., Andrus, R., et al., Editors. 1996.
12. Fernandes, M.d.M., *Mecânica dos Solos - Introdução à Engenharia Geotécnica*. Vol. 2. 2011: feupedições.
13. Idriss, T.L.Y.a.I.M., *Liquefaction Resistance Of Soils: Summary Report From The 1996 and 1998 NCEER/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001(Liquefaction Resistance of soils).
14. Seed, H.B.T., K. & Harder, L. F. and Chung, R. M. , *The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance eval-uations*. 1985: J. Geotech. Engrg.
15. Kavazanjian, C.L.H.E., *Probabilistic study of SPT liquefaction analysis*. 1986: ASCE Conf. In situ testing, Blacksburg, Virginia. p. 602 - 616.
16. Firouzian, A.J.C.S., *Assessment of Cyclic Resistance Ratio of Babolsar Sandy Soil based on Semi-empirical Relationships*, in *International Journal of Research and Reviews in Applied Sciences*. 2010, Babol University of Technology, Babol, Iran: Department of Civil Engineering.
17. Youd, S.D.G.T.L., *CPT based liqueaction resistance analyses usin case histories*, T.R. CEG-90-01, Editor. 1998, Brigham Young University, Provo, Utah: Dep. of Civ. and Envir. Engrg. .
18. C.E., R.P.K.W., *Evaluating cyclic liquefaction potencial using the cone penetration test*, ed. C.G. J. 1998, Ottawa.
19. Fonseca, V.d., *Sebenta da Unidade Curricular de Fundações*. 2013.
20. Olson, T.D.S.S.M., *Liquefaction resistance using CPT and field case histories*. Journal of Geotechnical Engineering, 1985: p. 856-869.

21. Sykora, D.W., *Creation of a data base of seismic shear wave velocities for correlation analysis*, in U. S. Army Engr. Waterways Experiment Station G.L. Misc.Paper, Editor. 1987: Vicksburg, Mississippi.
22. Coutinho, R.E.K.J.K.S.A.L.S.N.R., *Evaluation of SPT-SPT-and shear wave-based methos for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data*, in Proc., 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake-Resistant Des. of Lifeline Fac. and Countermeasures for Soil Liquefaction. 1992. p. 177-204.
23. Finn, P.K.R.D.J.W.W.D., *Seismic cone penetration test for evaluation liquefaction potential under cyclic loading* in Can. Geotech. J. 1992: Ottawa. p. 686-695.
24. Stokoe, R.D.A.K.H., *Liquefaction resistance based on shear wave veocity*, N.W.o.E.o.L.R.o. Soils, Editor. 1997: State University of New York, Buffalo. p. 89-128.
25. Society, T.J.G., *Remedial Measures Against Soil Liquefaction*. 1998, Rotterdam: A.A.Balkema.
26. Domingues, T.S.S., *Reforço de Fundações com Colunas de Brita em Aterros sobre Solos Moles. Análise e Dimensionamento.*, in Geotecnia. 2006, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. p. 236.
27. Zepeda, I.M.Y. *Vibroflotation*. 2014; Available from: <http://www.geoengineer.org/education/web-based-class-projects/select-topics-in-ground-improvement/vibroflotation?start=3>.
28. Anderson, F.C.T.J.B., *A compendium of ground modification techniques*. Florida Department of Transportation: Technical Report, 2004.
29. Poulos, N.P.B.H.G., *The behavior of foundations supported by clays stabilized by stone columns*. 1983.
30. Bachus, R.D.B., *Design and Construction of Stone Columns*, in Report SCEGIT-83-10 submitted to the Federal Highway Administration. 1983, Georgia Institute of Technology: School of Civil Engineering.
31. Booker, H.B.S.J.R., *Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drains*, ed. ASCE. 1977.
32. Yoshimi, K.T.Y., *Effects of Vertical Drains on the Bearing Capacity of Saturated Sand during Earthquakes*. 1980: Proc. International Conference on Engineering for Protection from Natural Disasters.
33. Rossignolo, M.M.F.J.A., *Fundações*, in Tecnologia das Construções II. Universidade de São Paulo.
34. Terzaghi, K., *Theoretical Soil Mechanics*. 1943, John Wiley & Sons, New York.
35. Sloan, M.H.A.V.L.S.W., *Numerical limit analysis solutions for the bearing capacity factor N*. 2005: Int. Journal of Solids and Structures.
36. Meyerhof, G., *The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads*. 1953: Proc. 3rd Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
37. Chiang, Y.C., *Design and Construction Practice of slopes in Hong Kong* 1979, Chinese Institute of Engineers, Taipei: Proc seminar on slope stability and landslides.
38. D.Yao, K.L.F.J.R.R., *Inclination factors for seismic bearing capacity*. 2003, ASCE: Journal of Geotechnical and Nonviolently Engineering. p. 864 - 865.
39. Ushida, M.H.A., *Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sandy soil*, in Soils and Foundations. 1996. p. 1 - 9.